

==== Università degli Studi di Napoli Federico II ====

Facoltà di Ingegneria



Rosa de Lucia

CAPACITÀ ULTIMA DI ISOLATORI
ELASTOMERICI: INTERAZIONE TRA RESISTENZA
E STABILITÀ

*Tesi di Dottorato
XXII Ciclo*

*Il Coordinatore
Prof. Ing. Federico M. MAZZOLANI*

*I Tutors
Prof. Ing. Antonio DE LUCA
Prof. Ing. Elena MELE*

==== Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Costruzioni ====

a Roberta

“Costruire, significa collaborare con la terra
imprimere il segno dell’uomo su un paesaggio che ne resterà
modificato per sempre.....
....ricostruire significa collaborare con il tempo
nel suo aspetto di «passato», coglierne lo spirito o modificarlo,
protenderlo, quasi, verso un più lungo avvenire;
significa scoprire sotto le pietre il segreto delle sorgenti”
(da “*Memorie di Adriano*” - Marguerite Yourcenar)

Questa sintesi del lavoro di ricerca, condotto negli ultimi tre anni, presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Napoli - Federico II, ha in sé, al di là del contenuto scientifico, un carico di riflessione, di crescita emotiva ed umana, di nuova attenzione al sapere, di curiosità, di scoperta e di vita, che senza alcune persone non sarebbe stato possibile.

È con grande affetto ed un po' di malinconia, per la conclusione di questo libero cammino, che rivolgo il mio Grazie al Prof. Antonello De Luca che mi ha guidata con la sua intelligenza, genialità, moralità, eleganza nel vivere il mondo accademico e con la sua capacità di lodare poco e stimolare moltissimo. Alla Prof.ssa Elena Mele per come ha saputo ascoltare e soprattutto, sorridere nel difficile cammino della conoscenza. Ad Aldo Giordano, per l'esempio, la simpatia, per le spedizioni a L'Aquila....

Ai miei colleghi Giovanni Cuomo, per tutto quanto ha detto, ascoltato e fatto...sorridendo...sempre, e Giuseppe Brandonisio, per i primi insegnamenti e per la sua sincerità.

A Francesco Onorio, che con il suo lavoro di tesi ha collaborato a rendere materialmente possibili le pagine che seguiranno.

Ad Elena Lucrezia Cornaro, prima donna laureata nel Mondo.

Alla collega, amica, riferimento e forza Roberta Santaniello, perché è il senso stesso di questo percorso.

Un ringraziamento allargato, ma sincero a tutti i Professori, Ricercatori e Dottorandi del DIST.

Infine, nessun grazie, solo un bacio ai miei genitori e a Mino...loro sanno perché.

Rosa.

CAPACITÀ ULTIMA DI ISOLATORI ELASTOMERICI: INTERAZIONE TRA RESISTENZA E STABILITÀ

INDICE

INTRODUZIONE	1
ARTICOLAZIONE DELLA TESI.....	5
L'ISOLAMENTO SISMICO	7
2.1 DESCRIZIONE E FUNZIONAMENTO.....	7
2.1.1 <i>Terremoti distruttivi e danneggiamento</i>	8
2.1.2 <i>Dal force based design al base isolation system</i>	22
2.1.3 <i>Principi di funzionamento</i>	25
2.2 BASI TEORICHE	27
2.3 L'ISOLAMENTO SISMICO NELLE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI.....	32
LO STATO DELL'ARTE E NUOVE TENDENZE	54
3.1 PRIME APPLICAZIONI.....	54
3.2 APPLICAZIONI NEL MONDO	62
3.2.1 <i>Esempi progettuali nei diversi paesi</i>	67
3.3 APPLICAZIONI IN ITALIA.....	80
3.3.1 <i>Esempi progettuali</i>	83
3.4 NUOVE TENDENZE: IMPLICAZIONI PROGETTUALI	99
DISPOSITIVI PER IL SISTEMA DI ISOLAMENTO SISMICO.....	111
4.1 TIPOLOGIE DI ISOLATORI	111
4.1.1 <i>Isolatori elastomerici</i>	113
4.1.2 <i>Isolatori a scorrimento</i>	117
4.1.3 <i>Altri sistemi di isolamento</i>	124
4.2 ISOLATORI ELASTOMERICI AD ALTO SMORZAMENTO	125
4.2.1 <i>Caratteristiche geometriche e meccaniche</i>	127

4.2.2	<i>Meccanica del comportamento</i>	129
4.3	RIGIDEZZA VERTICALE ED ORIZZONTALE	143
4.4	DISSIPAZIONE DI ENERGIA - SMORZAMENTO	149
4.5	VERIFICHE DI SICUREZZA DEI DISPOSITIVI HDRB	150
4.6	IL PROBLEMA DELLA STABILITÀ.....	152
4.6.1	<i>Riferimenti teorici</i>	153
4.6.2	<i>Stabilità in regime di grandi spostamenti</i>	154
4.6.3	<i>Verifica globale - Roll-out</i>	155

SPERIMENTAZIONE NUMERICA..... 159

5.1	MATERIALI.....	159
5.1.1	<i>Il materiale elastomerico</i>	160
5.1.1.1	<i>Comportamento non lineare del materiale gomma</i>	162
5.1.1.2	<i>Caratterizzazione del comportamento meccanico di un elastomero</i>	165
5.1.1.3	<i>Modelli dell'energia di deformazione (teoria fenomenologia)....</i>	167
5.1.1.4	<i>Determinazione dello stato tensionale</i>	172
5.1.2	<i>L'acciaio</i>	174
5.1.3	<i>Adesione gomma - acciaio</i>	174
5.2	MODELLAZIONE	175
5.2.1	<i>Elementi finiti per la modellazione di dispositivi HDRB</i>	175
5.2.2	<i>Modellazione dei dispositivi HDRB per la calibrazione del modello ..</i>	178
5.2.2.1	<i>Elementi finiti per la calibrazione del modello</i>	179
5.2.2.2	<i>Input del legame costitutivo del materiale elastomerico</i>	179
5.2.2.3	<i>Condizioni di carico e condizioni vincolari</i>	180
5.3	CALIBRAZIONE DEL MODELLO	180
5.4	DISPOSITIVI ELASTOMERICI UTILIZZATI NELLE ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI	182
5.5	INFLUENZA DEL FATTORE DI FORMA PRIMARIO E SECONDARIO SULLO STATO TENSO-DEFORMATIVO DEI DISPOSITIVI	193

INFLUENZA DEL FATTORE DI FORMA SECONDARIO S_2 SULLA CAPACITÀ ULTIMA DI ISOLATORI ELASTOMERICI..... 197

6.1	MODELLI UTILIZZATI NELLE ANALISI	197
6.2	MODALITÀ DI CARICO	199
6.3	RISULTATI.....	201

6.3.1	<i>Sato tenso-deformativo dei dispositivi</i>	202
6.3.2	<i>Comportamento globale: curve forza-spostamento e forza-deformazione</i>	211
6.3.3	<i>Fenomeni locali: plasticizzazione delle piastre interne</i>	221
6.3.4	<i>Capacità ultima</i>	223
6.3	INDICAZIONI NORMATIVE: DOMINI DI STABILITÀ	230
SPERIMENTAZIONE AL VERO		243
7.1	I LABORATORI PER PROVE STRUTTURALI IN ITALIA	243
7.2	IL LABORATORIO ARS DEL C.C.R. BENECON DI FRIGNANO	256
7.3	ATTREZZATURA DI PROVA	268
7.4	PROGRAMMA SPERIMENTALE	272
7.5	PRIMI RISULTATI DELLA SPERIMENTAZIONE	277
7.5.1	<i>Prove statiche a compressione</i>	278
7.5.2	<i>Prove statiche a taglio</i>	279
7.5.3	<i>Prove statiche cicliche a taglio</i>	281
CONCLUSIONI		289
BIBLIOGRAFIA		297

Capitolo 1

Introduzione

L'isolamento sismico oggi non è più una tecnologia strutturale in fase di sperimentazione, ma un sistema di impiego corrente per la protezione sismica degli edifici civili, la cui efficacia è stata dimostrata sul campo, mediante il monitoraggio di alcune strutture durante sismi violenti (Northridge 1994 e Kobe 1995). Tale evidenza ha avuto due importanti naturali conseguenze: l'enorme diffusione nell'impiego del BIS (Base Isolation system) e l'applicazione sempre più spinta di questo non solo in termini di utilizzo in campi dell'Ingegneria civile prima "chiusi" all'isolamento, ma anche di prestazioni richieste ai dispositivi (elevati carichi verticali, elevati spostamenti orizzontali e quindi, stati di sollecitazione sempre maggiori).

Attualmente vi sono, nel mondo, già oltre 10.000 strutture, sia di nuova costruzione che esistenti, situate in 30 differenti Paesi, che sono protette mediante sistemi di controllo passivo delle vibrazioni sismiche [Martelli, Forni 2009].

Quindi, non solo in Giappone, che è di gran lunga leader a livello mondiale, o negli Stati Uniti, tradizionalmente Paese illuminato nell'impiego dell'isolamento alla base, ma anche in Europa il BIS rappresenta una tecnica di protezione sismica sempre più diffusa, sia per le strutture classificate strategiche (caserme di Vigili del Fuoco, prefetture, municipi, ospedali e centri di protezione civile), sia per le strutture non strategiche, ma con rilevante grado di affollamento [Salvatori 2009].

In particolare, l'Italia rappresenta un'eccellenza a livello mondiale. Solo in Campania si contano tre delle più importanti applicazioni europee: il centro

polifunzionale di Soccavo (NA), il Quartier Generale del Comando delle Forze Armate Nato a Lago Patria (NA) ed infine il complesso ospedaliero di Ponticelli (NA).

Certamente, lo sviluppo dell'isolamento sismico è legato alla ricorrenza di sismi violenti, ma soprattutto all'adeguatezza della Normativa Tecnica vigente. In tal senso risultano significativi gli esempi degli Stati Uniti d'America e dell'Italia, infatti nei primi si registra un arresto del numero di nuove realizzazioni a causa di una normativa molto penalizzante in vigore per gli edifici isolati, mentre l'Italia si afferma come un'eccellenza a livello Mondiale ed ancor più lo diviene a seguito delle realizzazioni post Sisma Abruzzese dell'Aprile 2009. Proprio in Italia, fino al 2003 per utilizzare sistemi strutturali di ingegneria civile con isolamento sismico alla base era necessario richiedere, caso per caso, esplicita autorizzazione al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici o di altri Enti Governativi a seconda del tipo di opera da progettare. Tale procedura e soprattutto i conseguenti tempi burocratici, avevano di fatto totalmente bloccato la diffusione dell'isolamento sismico. La liberalizzazione di tale tecnologia e la stesura di precise modalità di progettazione è dovuta all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3274 del 2003. Da tale data in poi la diffusione dell'isolamento in Italia ha subito un notevole incremento sia per quanto attiene alle strutture da ponte che gli edifici [Cosenza et al. 2009], passando da circa 20 edifici completati nel 2001 a 50 nel 2007, oltre quelli in corso pari a 70 nel 2008, 90 nel 2009 a cui si aggiungono i 110 in fase di progetto. [Fonte GLIS]

Tuttavia, questa grande diffusione ha portato ad un utilizzo dell'isolamento sismico a volte *azzardato* “*sempre e comunque*”, e quindi anche in campi ai quali questa tecnologia non era stata mai applicata.

Le più recenti tendenze nel progetto degli edifici isolati prevedono applicazioni agli edifici alti, ad edifici leggeri, ad edifici su suoli soffici e all'adeguamento degli edifici esistenti. In tali applicazioni si adottano periodi di isolamento molto lunghi, 4s ed oltre. Tale scelta progettuale, nel caso degli edifici alti, si rende necessaria per ottenere un rapporto di isolamento adeguato e nel caso di edifici su suoli soffici, per evitare le elevate accelerazioni che in genere si riscontrano a periodi medio alti. Per le strutture esistenti, si

ottengono elevati periodi di isolamento quando si vuole ottenere una elevata efficacia dell'isolamento sismico.

Pertanto il periodo di isolamento delle strutture si è spostato gradualmente da 2-3s, tipico delle applicazioni dei primi anni '90, a 3-4s (e più), nelle applicazioni più recenti. Diretta conseguenza dell'incremento del periodo di isolamento sono gli elevati spostamenti orizzontali e gli elevati carichi verticali sui dispositivi, come meglio si illustrerà nel paragrafo 3.4.

Nelle prime applicazioni la tensione verticale di progetto per carichi di lunga durata (carichi gravitazionali) era convenzionalmente assunta tra 3 e 8MPa [Pan *et al.*, 2005; Murota *et al.*, 1995]; una pressione di 6MPa è tuttora assunta implicitamente come valore rappresentativo delle condizioni di esercizio dalle normative, che infatti prescrivono prove di taglio dei dispositivi con tale valore di carico verticale [LLGG98, 1998; OPCM 3431, 2005]. Nelle applicazioni più recenti, invece, gli isolatori elastomerici vengono spesso progettati assumendo carichi verticali a lungo termine pari a 10-15MPa e carichi a breve termine, dovuti alla condizione sismica, pari a 20-30 MPa [Pan *et al.*, 2005].

A questo va aggiunto il successivo problema di cogliere gli effetti della geometria del dispositivo sulle prestazioni che esso può offrire, infatti la tendenza progettuale di incrementare il periodo di isolamento ha come ulteriore conseguenza quella di impiegare dispositivi snelli (con bassi fattori di forma secondari S_2) che male si coniuga agli elevati carichi verticali di progetto.

Quindi, anche se l'isolamento alla base è una tecnica ormai matura, le nuove tendenze progettuali e l'ampliamento del campo delle applicazioni conducono a condizioni di lavoro per i dispositivi particolarmente gravose.

Si evidenzia, quindi, la necessità di valutare accuratamente gli effetti della geometria, del carico verticale, di grandi spostamenti sulle prestazioni e modalità di collasso degli isolatori elastomerici, sia in termini globali ovvero controllando la stabilità mediante le curve $F-\delta$ ed $f-\gamma$, sia in termini tensio-deformativi, sia in termini locali, ovvero sia guardando alla plasticizzazione delle piastre interne.

L'argomento merita attenzione anche perché le relazioni di progetto e verifica presenti attualmente in bibliografia e nelle normative derivano da studi, analisi e sperimentazioni effettuate considerando un livello di carico

verticale sugli isolatori molto inferiore a quello adottato nelle nuove applicazioni, trascurano gli effetti locali e molto spesso l'interazione tra resistenza e stabilità.

Il metodo degli elementi finiti (FEM) costituisce un potente strumento per esaminare il comportamento dei dispositivi elastomerici in termini di parametri di risposta locale, ovvero tensioni e deformazioni negli strati elastomerici, nelle lamine metalliche ed all'interfaccia elastomero-acciaio, oltre che in termini globali. La modellazione agli elementi finiti permette di cogliere tutti gli aspetti della risposta di un dispositivo: il comportamento non lineare del materiale; il vincolo di incompressibilità non lineare; le concentrazioni di tensione che si generano ai bordi del dispositivo dall'accoppiamento dei due materiali (elastomero e acciaio) caratterizzati da una significativa differenza nel valore della rigidità; la dipendenza della distribuzione delle tensioni e delle deformazioni dalla morfologia e geometria del dispositivo (fattori di forma S_1 primario e secondario S_2 che saranno in seguito definiti).

Del resto, la sperimentazione numerica ha in sé problemi di input, ovvero di un' opportuna calibrazione del modello, oltre che problemi di risposta in termini di convergenza, precisione e instabilità. Si rende, quindi, indispensabile la sperimentazione al vero come unico realistico strumento per cogliere a pieno la capacità ultima dei dispositivi di isolamento. In definitiva le due strade sperimentali, quella numerica e quella al vero, rappresentano l'una la base e il complemento dell'altra.

A valle di un precedente studio di ricerca, in cui sono stati indagati gli effetti dei fattori di forma primario e secondario con pressioni verticali medie fino a 15MPa e deformazioni orizzontali applicate fino al 300%, in questo lavoro sono state sviluppate analisi FEM, non lineari, su dispositivi elastomerici al variare del fattore di forma secondario che caratterizza la morfologia dei dispositivi, al fine di investigarne il comportamento meccanico per verificare quella che fosse la capacità ultima sotto grandi carichi verticali e grandi spostamenti, controllando l'interazione tra resistenza e stabilità. Le analisi sono state effettuate simulando prove a rottura, ovvero incrementando il carico verticale e gli spostamenti laterali fino al collasso, in tal modo si è ottenuto un database di circa 300Gigabyte di supporto alla sperimentazione al

vero, già in atto presso il laboratorio ARD del C.C.R. BENECON, di cui si riportano i primi risultati.

ARTICOLAZIONE DELLA TESI

Il lavoro si articola in otto capitoli.

Nel capitolo 2 sono descritti i principi di funzionamento dell'isolamento sismico e l'evoluzione che ha interessato questa tecnologia negli ultimi decenni, le basi teoriche e l'impatto delle nuove norme tecniche per le costruzioni.

Nel capitolo 3 si riporta lo stato dell'arte con particolare attenzione all'Italia, di cui si riportano esempi progettuali, ma anche all'estero. Inoltre, si sono illustrati i nuovi campi di applicazione, anche con l'ausilio di alcuni esempi di realizzazioni, e le diverse problematiche che alcuni di essi comportano nel progetto e nella verifica dei sistemi di isolamento. Il capitolo si conclude con un'analisi di quelle che sono le esigenze legate alla progettazione ed alle implicazioni che queste hanno sulle richieste prestazionali dei dispositivi.

Nel capitolo 4, si descrivono le diverse tipologie di dispositivi per l'isolamento sismico con particolare riguardo a quelli elastomerici ad alto smorzamento (HDRB), oggetto del presente lavoro di ricerca, di cui si è riportata la possibile morfologia e geometria, nonché la meccanica del comportamento e soprattutto, il problema della stabilità.

Il capitolo 5, riguarda l'analisi agli elementi finiti (FEM) dei dispositivi di isolamento HDRB e si illustra la calibrazione del modello, eseguita attraverso diverse analisi di sensibilità, con particolare attenzione alla scelta del modello iperelastico da utilizzare per la gomma. Si descrivono i modelli utilizzati nelle analisi parametriche e vengono forniti i risultati delle prime analisi FEM su due set di isolatori elastomerici per valutarne lo stato tenso-deformativo al variare dei due fattori di forma sotto l'azione di elevati carichi verticali.

Il capitolo 6, invece, riporta le 94 analisi non lineari agli elementi finiti orientate ad approfondire l'effetto del fattore di forma secondario S_2 , che controlla la stabilità globale dei dispositivi, sul comportamento meccanico, curve forza-spostamento e forza-deformazione, stato tensionale e regime deformativo dei dispositivi elastomerici. Le analisi sono condotte con

condizioni di carico che simulano prove a rottura per cogliere la capacità ultima dei dispositivi e l'interazione tra resistenza e stabilità. Infine, si riportano le indicazioni normative sul controllo del carico critico allo scopo di tracciare dei domini di stabilità in cui vengono riportate le condizioni ultime desunte dalla sperimentazione numerica. La norma viene letta criticamente anche riguardo i fenomeni locali di plasticizzazione delle piastre interne.

Nel capitolo 7, si illustrano i primi risultati delle campagne sperimentale al vero, in atto presso il laboratorio ARS del C.C.R. BENECON di Frignano (CE), relative alle prove statiche a compressione, statiche a taglio e statiche cicliche a taglio, condotte sulla coppia di isolatori caratterizzati dal fattore di forma secondario $S_2=3$. Nel capitolo si riporta anche la descrizione dei laboratori per prove strutturali, quella del laboratorio in cui sono state effettuate le prove e dell'attrezzatura di prova.

Nel capitolo 8, si sintetizzano le osservazioni conclusive.

Capitolo 2

L'isolamento sismico

In questo capitolo sono descritti i principi di funzionamento dell'isolamento sismico e l'evoluzione che ha interessato questa tecnologia negli ultimi decenni, le basi teoriche e l'impatto delle nuove norme tecniche per le costruzioni.

2.1 DESCRIZIONE E FUNZIONAMENTO

Nell'ultimo decennio la ricerca di strategie “non convenzionali” di protezione sismica ha fatto registrare straordinari avanzamenti.

Tuttavia, i differenti approcci innovativi confluiscono in un unico filone di pensiero che si può definire *Controllo delle Vibrazioni*, in quanto la sua filosofia consiste principalmente nel regolare artificialmente, e cioè con dispositivi aggiuntivi, la risposta dinamica delle costruzioni, al fine di ridurre le vibrazioni indotte dal sisma.

La metodologia del cosiddetto controllo delle vibrazioni contiene quattro approcci fondamentali: il controllo passivo, il controllo attivo, il controllo ibrido e quello semi-attivo.

Tra i sistemi passivi si inquadrano l'Isolamento Sismico alla base, la Dissipazione Supplementare di Energia e lo Smorzamento di Massa.

La tecnica dell'isolamento sismico consiste principalmente, come è noto, nel ridurre la trasmissione del moto del suolo alla struttura in elevazione

mediante interpolazione, tra le fondazioni e la sovrastruttura, di speciali dispositivi di vincolo. Da un punto di vista fisico in un sistema fisso alla base l'eccitazione è direttamente applicata alla struttura, mentre nei sistemi isolati alla base è filtrata dal sistema isolante che regola la trasmissione dell'eccitazione alla sovrastruttura [Palazzo e Petti 1995]. Gli obiettivi del controllo sono quelli di modulare allo stesso istante le accelerazioni assolute e gli spostamenti relativi. Il controllo delle accelerazioni assolute riduce gli effetti sismici, mentre la minimizzazione degli spostamenti relativi riduce i danni alla costruzione. L'efficacia di un isolamento sismico, realizzato con isolatori di tipo elastomerico, dipende dalla capacità di filtrare a monte le componenti delle eccitazioni con frequenza prossima a quella della struttura. Il sistema realizza alla base un livello flessibile dissipativo, ovvero un filtro, che da un lato protegge la sovrastruttura riducendone la risposta in termini di spostamenti relativi, ma dall'altro, può determinare forti deformazioni negli isolatori in relazione alle caratteristiche dell'eccitazione. [Palazzo 1995]

Da cosa nasce l'idea fondamentale dell'isolamento, ovvero quella di evitare il terremoto piuttosto che resistervi?

2.1.1 *Terremoti distruttivi e danneggiamento*



*Affresco Basilica Inferiore ad Assisi
la miracolosa rinascita di un
fanciullo ucciso da un terremoto
(Scuola di Giotto, XIV secolo, Italia)*

I terremoti vengono spesso definiti come catastrofi naturali. Questa definizione non è del tutto esatta; quasi sempre, gli aspetti catastrofici sono legati alle condizioni di impreparazione al terremoto in cui si trovano le opere

costruite e ad una serie di omissioni dell'uomo rispetto all'ambiente costruito; questo vale anche per gli altri tipi di cosiddette catastrofi naturali.

I terremoti, da un punto di vista strettamente sismologico, sono eventi naturali che avvengono all'interno della Terra e che, in un tempo estremamente rapido, liberano energie considerevoli. Da un punto di vista comune, il terremoto (chiamato anche scossa tellurica, evento sismico, sisma; l'origine del termine deriva dal greco scuotimento) è definito come una serie di rapidi movimenti del terreno causati da fratture che si verificano (principalmente nelle rocce che costituiscono la litosfera in seguito all'accumulo di forti tensioni nel tempo (dalle decine alle migliaia di anni). Il rilascio di energia può avvenire con una distribuzione temporale estremamente varia. Ad esempio:

- *scossa principale - repliche* (mainshock-aftershocks)

La scossa principale è quella ad energia liberata superiore mentre le repliche liberano minore energia ed il loro numero decresce nel tempo;

- *precursori - scossa principale - repliche* (foreshocks - main - aftershocks)

I precursori sono scosse di energia inferiore rispetto alla principale, ed a volte in numero crescente man mano che si avvicina la scossa principale;

- *sciame di terremoti* (swarms)

Serie di scosse nelle quali non si riesce a distinguerne una principale; a volte si osserva un aumento e poi una diminuzione della loro frequenza.

L'energia che libera un terremoto si propaga in tutte le direzioni sotto forma di onde elastiche, comunemente chiamate onde sismiche. Il modo in cui si propagano le onde sismiche dipende in gran misura dal meccanismo di rottura e dalle caratteristiche dei mezzi attraversati. In questo senso le scosse possono manifestarsi come oscillazioni orizzontali (cosiddette scosse ondulatorie), ovvero come scosse verticali (scosse sussultorie).

I parametri più importanti per caratterizzare un terremoto sono l'ipocentro, l'epicentro, la magnitudo e l'intensità. L'ipocentro, o fuoco del terremoto, è il luogo (per comodità spesso pensato come un punto) esatto in cui avviene la rottura, da cui partono le prime onde sismiche. In realtà, la frattura avviene lungo un piano più o meno vasto (anche qualche centinaio di chilometri), per cui pensare ad un punto è estremamente semplificativo. I terremoti si

classificano a seconda della profondità dell'ipocentro in superficiali (sotto i 70 km), intermedi (tra 70 e 300 km) e profondi (oltre i 300 km, ed in genere al massimo, a causa delle proprietà reologiche della Terra, sino a 600-700 km). L'epicentro di un terremoto è, invece, il punto sulla superficie terrestre situato sulla verticale dell'ipocentro.

I sismologi usano la Magnitudo per avere delle indicazioni sull'energia rilasciata da un terremoto. Qui di seguito sono riportati gli effetti tipici di un terremoto in relazione ai valori di magnitudo:

Magnitudo	Effetti
< 3.5	Generalmente non risentito, ma registrato.
3.5-5.4	Spesso sentito, ma raramente causa danni.
~ 6.0	Leggeri danni in costruzioni con buon disegno strutturale. Possono causare danni significativi in edifici mal costruiti o vecchi, generalmente in aree ristrette
6.1-6.9	Possono essere distruttivi in aree fino a 100 km di estensione.
7.0-7.9	" <i>Major earthquake</i> ". Possono causare danni enormi su vaste aree
>8	" <i>Great earthquake</i> ". Possono causare seri danni in aree ampie anche migliaia di km.

Sebbene ogni terremoto abbia una sua magnitudo, gli effetti varieranno enormemente in funzione della distanza, delle condizioni del terreno, dagli standard costruttivi ed altri fattori. Ovviamente ogni terremoto è caratterizzato da un rilascio energetico ben definito, ma i valori di magnitudo possono variare da stazione a stazione e da osservatorio ad osservatorio. In generale, quella più largamente impiegata è la Magnitudo Richter (ML, che sta per magnitudo locale).

Causa dei terremoti

Ogni anno, il pianeta terra subisce alcune decine di terremoti distruttivi che causano la morte di migliaia di persone ed hanno disastrosi effetti economici sulle aree colpite.

La teoria della Tettonica a Zolle (*Plate Tectonics*) spiega le cause dei terremoti. Secondo questa teoria la parte superiore della terra è considerata suddivisa in due strati con differenti proprietà deformative. Lo strato superiore rigido, chiamato **litosfera** è spesso circa 100 km sotto i continenti e circa 50 km sotto gli oceani ed è costituito dalla crosta e dalla parte sottostante rigida del mantello superiore. Lo strato sottostante, l'**astenosfera** si estende sino a 700 km di profondità ed è caratterizzato da rocce meno fragili, cioè meno deformabili in confronto a quelle della litosfera. La litosfera rigida è suddivisa in una dozzina di placche maggiori (che non coincidono necessariamente con i continenti) ed un gran numero di placche secondarie. Le placche litosferiche non sono stazionarie, al contrario esse "*galleggiano*" in modo complesso con velocità dell'ordine dei 2-10 cm/anno sullo strato di rocce "soffici" della sottostante astenosfera. L'immagine satellitare riportata di seguito mostra le isole vulcaniche dell'hotspot (punto caldo) delle Galapagos. Gli hotspots sono le aree in cui l'astenosfera risale sino alla superficie ("bucando" la litosfera). Sono estremamente importanti per valutare il moto relativo delle placche litosferiche (un esempio molto studiato è quello delle Isole Hawaii).

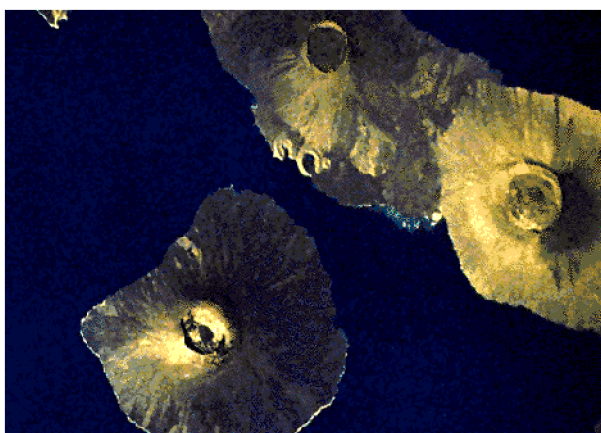


figura 1. Hotspot delle Galapagos.

Solo nella litosfera, a comportamento fragile, si ha la possibilità di avere un terremoto. La mappa della figura 2 illustra la posizione dei terremoti nel globo. Essi non sono distribuiti a caso: le zone di contatto tra le varie placche sono quelli in cui sono concentrate il maggior numero di scosse. La posizione dei terremoti aiuta quindi a definire i margini di zolla (o delle placche).

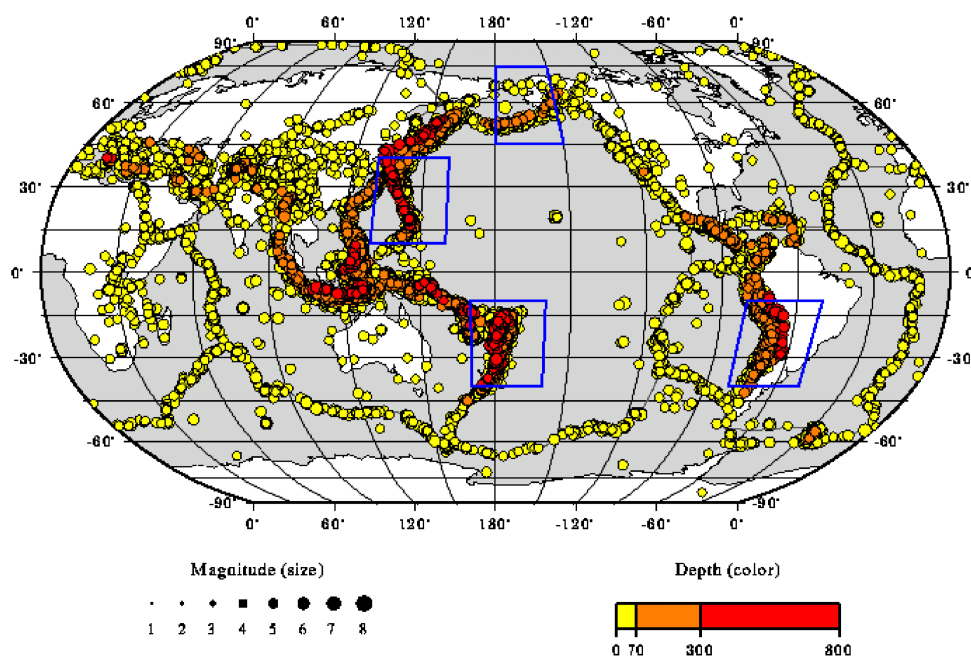


figura 2. Posizione dei terremoti nel Globo.

Il movimento delle placche (o zolle) è classificato in tre differenti categorie. I limiti (boundaries) di due placche convergenti sono definiti come "trenches" (fosse), si parla invece di "ridges" (dorsali) se le placche sono divergenti; nel caso di due placche che si muovono orizzontalmente l'una rispetto all'altra si parla di "transforms" (transformi). I *trenches* sono margini di placca distruttivi. Una delle placche sottoscorre l'altra e discende nella "soffice" e calda astenosfera: subduzione. I *ridges* al contrario sono margini costruttivi. L'apertura della zona ove le placche divergono è continuamente riempita dal materiale del mantello in risalita. Se andiamo a guardare invece la tipologia dello stress, dovuto alle azioni che avvengono lungo le faglie, si hanno i tre tipi principali di meccanismi di rottura per i terremoti (faglie dirette o distensive, inverse o compressive, trascorrenti e, naturalmente, tutte le loro possibili combinazioni). Nelle zone di "spreading" (apertura), o in zone di contatto estensionale, i terremoti sono superficiali (al massimo generalmente 25 km di profondità) ed allineati lungo l'asse di apertura con chiari

meccanismi di trascorrenza ("strike-slip"). I terremoti in regime estensionale su faglie trasformi generalmente hanno una magnitudo inferiore ad 8.5. La faglia di S. Andreas in California, che separa la placca del Pacifico e quella del Nord America, è un esempio di trasforme. Nelle zone caratterizzate da trasformi le placche scorrono l'una accanto all'altra lateralmente, producendo meno sprofondamento o risalita di materiali rispetto a quanto avviene per gli ambienti estensivi o compressivi. Per i margini compressivi i terremoti avvengono a profondità diversificate, dalla superficie fino a dove la "fredda" placca subducente è ancora in grado di subire deformazioni fragili e quindi terremoti, generalmente fino ad un massimo di 700 Km. Nei margini compressivi troviamo gli eventi che hanno dato luogo ai maggiori terremoti, gli eventi nelle zone di subduzione dell'Alaska e del Cile hanno superato anche valori di magnitudo 9.

Effetti del terremoto

Gli effetti di qualsiasi terremoto dipendono da un insieme di fattori estremamente variabili. Questi fattori sono di tipo:

- *Intrinseco*, al terremoto, vale a dire la sua magnitudo, il tipo di fagliazione, la profondità;
- *geologico*, cioè legati alle condizioni geologiche ove l'evento viene risentito - distanza dall'evento, percorso dei raggi sismici, tipologia e contenuto in fluidi del suolo;
- *sociali*, cioè dipendenti dalla qualità delle costruzioni, preparazione della popolazione a fronteggiare un evento sismico, ora del giorno (ad es. ore di punta, evento di notte).

Si può mettere in relazione il numero di vittime causate da un sisma con la combinazione dei fattori sopra citati. Come esempio possiamo considerare il terremoto avvenuto il 17 ottobre del 1989 a Loma Prieta nell'area meno popolata della penisola di San Francisco, rispetto alle zone adiacenti estremamente urbanizzate. La magnitudo del terremoto (ML) è stata stimata in 7.1 (per avere un'idea dell'energia, oltre 30 volte superiore rispetto ai due eventi principali della sequenza umbro marchigiana del 1997). Gli standard costruttivi dell'area erano estremamente alti e la popolazione era preparata a

fronteggiare l'emergenza terremoto. Tuttavia la zona della Baia di San Francisco è caratterizzata dalla presenza di suoli soffici ed altamente saturi in acqua e questo ha causato spettacolari collassi strutturali in alcune delle vie di comunicazione, seppur lontane rispetto all'area epicentrale. Inoltre l'evento è avvenuto in un'ora di punta con traffico ancora più intenso del consueto a causa della gara di apertura delle "World Series" che si stava effettuando quel giorno. Nonostante questi fattori negativi il numero di vittime è stato limitato a 75. Poco tempo prima, il 7 dicembre 1988 si era avuta una scossa di magnitudo pressoché equivalente in Armenia settentrionale, nella zona di confine tra ex-Unione Sovietica e Turchia (in Italia è comunemente conosciuto come terremoto di Spitak). In questo caso però l'evento si è verificato in un'area estremamente urbanizzata e le caratteristiche costruttive degli edifici erano assolutamente precarie. L'evento si verificò inoltre di notte. Molte delle costruzioni collassarono ed il numero di morti superò le 25.000 unità. L'effetto dei terremoti sulle strutture, inoltre, può sostanzialmente dividersi in due tipologie: effetti diretti e secondari. Gli effetti diretti sono collegati alla deformazione del suolo in corrispondenza della faglia la cui rottura ha generato l'evento sismico. Tali effetti sono limitati esclusivamente all'area interessata dalla rottura. La maggior parte dei danni correlati ai terremoti risulta dagli effetti secondari, quelli cioè che non sono necessariamente dovuti dal movimento della faglia ma risultano dalla propagazione delle onde sismiche a partire dalla zona di rottura. Gli effetti secondari risultanti dal passaggio temporaneo delle onde sismiche possono interessare aree anche molto vaste, causando un diffuso danneggiamento.

Terremoti distruttivi e danneggiamento

I terremoti non sono fenomeni rari come si crede: ogni anno, su tutta la Terra se ne verificano più di un milione (tremila al giorno, in media). Molti di questi sono distruttivi, nello schema che segue si riportano alcuni dei più significativi negli ultimi 10 anni. In Italia, in particolare, le dimensioni del problema si misurano con oltre 30.000 eventi sismici di media e forte intensità a partire dall'anno 1000 d.C. ad oggi, dei quali 2000 disastrosi; oltre 120.000 vittime nell'ultimo secolo; circa 120.000 miliardi di danni negli ultimi vent'anni.

LUOGO	DATA	MAGN.	VITTIME
TURCHIA-Izmit	17 agosto 1999	7.4	17.000
INDIA-Gujarat	26 gennaio 2001	7.7	20.085
EL SALVADOR	13 gennaio 2001	7.7	844
AFGHANISTAN	25 marzo 2002	6.1	1.000
IRAN	26 dicembre 2003	6.6	31.000
INDONESIA	26 dicembre 2004	9.1	229.000
KASHMIR	8 ottobre 2005	7.6	75.000
INDONESIA	27 maggio 2006	6.3	6.234
PERÙ	15 agosto 2007	8	519
SICHUAN	12 maggio 2008	7.9	69.197
ITALIA L'Aquila	6 aprile 2009	6.3	308

Si riportano, infine, i terremoti distruttivi che hanno segnato l'Italia nell'ultimo secolo:

- *Il Terremoto di Reggio Calabria e Messina*

Data: 28 dicembre 1908, ore 5:20

Magnitudo: 7.2 (Maw)

Vittime: 86.000 circa

Il terremoto rappresenta una delle più gravi catastrofi sismiche verificatesi in Italia. La scossa provocò la distruzione quasi completa delle città di Messina e di Reggio Calabria, interessando con i suoi effetti più gravi un'area di 6000 kmq. Le caratteristiche dei terreni di fondazione e la qualità delle costruzioni determinarono la gravità dei danni osservati. A Messina, la parte vecchia ed in particolare la parte bassa e pianeggiante della città, fondata sulle sabbie subì i danni più gravi. Furono distrutti molti importanti edifici, tra questi la famosa "Palazzata", la sequenza di edifici che costeggia il porto, già distrutta e ricostruita dopo il terremoto del 1783. Danni gravissimi si registrarono in numerosi paesi e piccoli centri dell'entroterra sia messinese che reggino. La scossa fu seguita circa dieci minuti dopo da una devastante onda di maremoto, che produsse ulteriori danni e vittime. Per la vastità dell'area coinvolta e per le conseguenze, l'evento condizionò per anni l'economia e le dinamiche

demografiche delle aree colpite, che furono caratterizzate da un momentaneo spopolamento al quale seguì un flusso migratorio richiamato dalla richiesta di manodopera necessaria alla ricostruzione.

- *Il Terremoto di Avezzano*

Data: 13 gennaio 1915, ore 7:53

Magnitudo: 7.0 (Maw)

Vittime: 30.000 circa

Il terremoto, con epicentro nella Piana del Fucino, provocò danni gravissimi non solo ad Avezzano ma in tutti i paesi dell'area fucense, della Valle Roveto e della media Valle del Liri, interessando un settore della catena appenninica che fino ad allora i sismologi consideravano caratterizzato da una sismicità poco significativa. La scossa fu avvertita in tutta l'Italia centrale con effetti pari o superiori al VII grado Mercalli e fu seguita, nei mesi successivi, da più di 1000 repliche. Per l'estensione dell'area di risentimento, per il numero delle vittime, dei feriti, dei senzatetto, per il numero dei centri abitati sconvolti, rappresenta certamente uno dei terremoti più violenti che la storia sismica italiana ricordi. La catastrofe suscitò un interesse ben più vasto dell'ambito regionale, trasformandosi in un avvenimento di rilievo storico nazionale: basti pensare che nelle vicende del terremoto furono coinvolti personaggi come Nazario Sauro, giunto con altri irredentisti in soccorso delle popolazioni colpite, il principe Torlonia, artefice del prosciugamento del Lago del Fucino, Benedetto Croce, Gabriele D'Annunzio, Don Luigi Orione, la cui figura straordinaria viene ricordata in alcuni episodi narrati da Ignazio Silone. A causa degli eventi politici che caratterizzarono la vita nazionale alla vigilia dell'imminente entrata in guerra, presto del terremoto rimasero soltanto deboli tracce; già nei quotidiani del mese di febbraio poco spazio è dedicato ai problemi dei paesi terremotati.

- *Il Terremoto del "Vulture"*

Data: 23 luglio 1930, ore 1:08

Magnitudo: 6.7 (Maw)

Vittime: 1404

La scossa colpì una vasta area dell'Italia meridionale compresa tra l'Alta Irpinia e la zona del Vulture, coinvolgendo le province di Napoli, Avellino,

Benevento, Foggia, Potenza e Salerno. La zona che subì i danni più gravi fu l'Alta Irpinia ed in particolare i centri abitati di Lacedonia, Aquilonia e Villanova, in provincia di Avellino. In provincia di Potenza furono fortemente colpiti i paesi di Rapolla, Barile, Rionero, Atella, Melfi, posti ai piedi del Monte Vulture. Il territorio interessato dall'evento era caratterizzato, come spesso si osserva nell'Italia centrale e meridionale, da piccoli paesi disseminati sui rilievi, a quote medie superiori ai 600 metri sul livello del mare, mal collegati da rare strade che seguivano tortuosi tracciati lungo le valli per risalire verso i centri abitati. Nonostante questa regione dell'Appennino meridionale, poverissima, che fa da spartiacque tra il Mar Tirreno ed il Mare Adriatico, fosse stata ripetutamente interessata nel corso dei secoli dagli effetti di alcuni tra i più catastrofici terremoti della storia sismica italiana, nulla era stato fatto per prevenire il rischio legato ai futuri terremoti. Tanto è vero che la causa principale dei gravi danni e delle distruzioni provocate dalla scossa del 23 luglio è da ricercarsi in parte nelle scadenti caratteristiche dei terreni sui quali erano stati edificati i centri abitati - generalmente terreni argillosi e sabbiosi con intercalate lenti di ghiaie - ma soprattutto nella fragilità e nel degrado del patrimonio abitativo, rappresentato da case tirate su sovrapponendo pietre di fiume, legate fra loro da pessima malta o addirittura da fango essiccato. Il terremoto ripropose dunque, in modo drammatico, il problema della prevenzione dalle calamità naturali.

- *Il Terremoto del Belice*

Data: 15 gennaio 1968, ore 3

Magnitudo: 6.1 (Maw)

Vittime: 296

Nel mese di gennaio del 1968 ebbe inizio in Sicilia occidentale un lungo periodo sismico che terminò nel mese di febbraio del 1969, caratterizzato da numerose scosse, le più forti delle quali si verificarono tra il 14 ed il 25 gennaio 1968. Il 14 gennaio 1968 furono avvertite le prime scosse: tremò tutta la Sicilia occidentale, non si registrarono crolli ma la gente fu presa dal panico e decise, fortunatamente, di dormire all'aperto, avvolta in coperte o in macchina, sulle piazze dei paesi o in aperta campagna. In piena notte, infatti, si verificò una scossa violentissima che colpì la Valle del Belice, dove subirono danni gravissimi Gibellina, Salaparuta, S. Ninfa, Montevago,

Partanna, Poggioreale e Santa Margherita Belice, compresi nei territori delle province di Trapani ed Agrigento che, all'epoca del terremoto, non erano classificati sismici. Il 90% del patrimonio edilizio rurale subì danni irreparabili, con gravi ripercussioni sull'economia quasi esclusivamente agricola dell'area. Sulla gravità del danno pesarono le caratteristiche costruttive e la vetustà degli edifici, realizzati in pietra squadrata con insufficiente malta cementizia, assenza di collegamenti tra le parti strutturali e fondazioni inadeguate. Il 25 gennaio alle ore 10.52 una replica inaspettata, dell'VIII grado MCS, travolse una squadra di soccorritori all'opera tra le macerie, provocando la morte di un vigile del fuoco. La scossa provocò inoltre danni a Sciacca ed a Palermo, dove si svuotarono le scuole, gli uffici, le abitazioni e si tornò a dormire all'aperto.

- *Il Terremoto del Friuli*

Data: 6 maggio 1976, ore 21

Magnitudo: 6.4 (Maw)

Vittime: 965

Il terremoto venne avvertito in quasi tutta l'Italia centro-settentrionale, fino oltre Roma. La zona maggiormente colpita fu la media valle del Fiume Tagliamento, ma i paesi interessati dai danni furono numerosissimi. In totale 119 comuni nelle province di Udine e Pordenone subirono danni più o meno gravi. Nonostante fosse conosciuta l'elevata sismicità della regione ed in particolare della zona di passaggio tra la pianura ed i rilievi montuosi, la maggior parte dei comuni gravemente danneggiati, come ad esempio Buia, Gemona ed Osoppo, non erano classificati sismici e non erano quindi soggetti all'applicazione di norme specifiche per le costruzioni. Il danno al patrimonio edilizio fu enorme ed anche l'impatto sull'economia fu notevolissimo: circa 15.000 lavoratori persero il posto di lavoro per la distruzione o il danneggiamento delle fabbriche. Nelle ore che seguirono la violenta scossa, la forte presenza militare in Friuli consentì, fortunatamente, che le operazioni di soccorso fossero sufficientemente rapide ed efficaci, facilitando lo sgombero delle macerie, l'allestimento di ricoveri provvisori e cucine da campo, la riattivazione dei servizi, riducendo così i disagi ai terremotati. Il sisma del 1976 in Friuli ebbe un forte impatto sull'opinione pubblica; peraltro fu anche il primo terremoto in cui "la diretta" televisiva portò le immagini del dolore e

della distruzione in tutte le case italiane. La scossa del 6 maggio fu seguita da numerosissime repliche, alcune delle quali molto forti; in particolare la scossa del 15 settembre, alle ore 10:20, magnitudo 5.9 (Maw), che raggiunse l'intensità del VIII-IX grado MCS provocando 12 vittime, ulteriori distruzioni ed aggravando il danno già causato dal terremoto del 6 maggio agli edifici non ancora riparati.

- *Il Terremoto dell'Irpinia*

Data: 23 novembre 1980, ore 19:35

Magnitudo: 6.9 (Maw)

Vittime: 2734

Il terremoto colpì una vasta area della Campania, della Basilicata e marginalmente della Puglia. Complessivamente risultarono gravemente danneggiati 688 comuni, nei quali circa metà del patrimonio abitativo andò perduto. Laviano, S. Angelo dei Lombardi e Lioni furono praticamente distrutti, mentre danni gravissimi subirono Caposele, S. Michele di Serino, Senerchia e Teora. Le scosse sismiche innescarono anche numerose frane, alcune delle quali imponenti, che arrecarono ulteriore danno a quello già determinato dallo scuotimento, tra queste: le frane di Calitri, di Caposele, di Calabritto, di Senerchia. L'opera di soccorso procedette con notevoli difficoltà e ritardi. Le linee elettriche e telefoniche saltarono e le comunicazioni tra le zone terremotate ed il centro si interruppero. La circolazione ferroviaria si arrestò completamente e la penisola restò tagliata in due. La situazione fu ulteriormente aggravata dalla popolazione che, in preda al panico, cercò di fuggire bloccando le principali arterie stradali. Il Presidente Pertini, che il giorno 25 novembre si recò sulle zone terremotate, denunciò in un celebre messaggio televisivo agli italiani, del 26 novembre, il ritardo dei soccorsi e le "mancanze gravi" nell'azione dello Stato, per le quali sarebbero state individuate precise responsabilità e concluse: "Qui non c'entra la politica, qui c'entra la solidarietà umana, tutti gli italiani e le italiane devono sentirsi mobilitati per andare in aiuto di questi fratelli colpiti da questa sciagura. Perché credetemi il modo migliore per ricordare i morti è quello di pensare ai vivi."

- *Il Terremoto di Umbria e Marche*

Data: 26 settembre 1997, ore 11:40

Magnitudo: 6.0 (Maw)

Intensità epicentrale: VIII-IX grado (MCS)

Vittime: 11

Il 26 settembre 1997 alle ore 2:33 una prima scossa di terremoto di magnitudo 5.5 (Maw), VIII grado della scala Mercalli, colpì una vasta area dell'Italia centrale, localizzata lungo l'asse della dorsale montuosa degli Appennini, tra Umbria e Marche. Alle 11:40 seguì la scossa di maggiore energia che aggravò lo scenario di danno provocato dalla scossa precedente. Aveva così inizio una sequenza sismica che continuò ad interessare per alcuni mesi l'Umbria e le Marche, con migliaia di scosse localizzate in una ampia fascia estesa per 50 Km in direzione Nord-Ovest Sud-Est, compresa tra le località di Gualdo Tadino e Nocera Umbra, a Nord, e di Sellano e Norcia, a Sud. Una decina di tali scosse ebbero una magnitudo superiore alla soglia del danno, come quelle del 3 ottobre (5.1), del 7 ottobre (5.3), del 14 ottobre (5.4) e del 26 marzo 1998 (5.6), arrecando ulteriori gravi danni a queste regioni così ricche di arte e di storia. I comuni colpiti dal sisma furono quarantotto, fra cui Assisi, Gubbio, Foligno, Norcia, Valfabbrica, Gualdo Tadino, Nocera Umbra e Sellano, in Umbria. Nelle Marche i danni più rilevanti si registrarono nei comuni di Serravalle del Chienti, Camerino, Fiordimonte, Castelsantangelo sul Nera. Il patrimonio storico-artistico perduto o danneggiato fu enorme: la cima del campanile della cattedrale di Foligno, la storica torre di Nocera Umbra, i tanti musei locali e teatri storici, di cui queste regioni abbondano. Il complesso francescano di Assisi fu il monumento lesionato più famoso, visitato ogni anno da milioni di turisti provenienti da ogni parte del mondo. In particolare i danni più gravi si ebbero nella Basilica superiore dove andò persa buona parte del suo soffitto affrescato.

- *Il Terremoto di L' Aquila*

Data: 6 aprile 2009, ore 3:32

Magnitudo: 6.3 (Maw)

Vittime: 308

La scossa distruttiva si è verificata il 6 aprile 2009 alle 3:32 (ora locale). L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, ha registrato un sisma di

magnitudo momento 6.3 Mw. Secondo la scala di magnitudo locale (la cosiddetta scala Richter, ormai obsoleta) il valore era 5.8 MI. In termini di scala Mercalli di misurazione dei danni, la stima iniziale dell'INGV è stata dell'VIII/IX grado. Vi è stata una certa confusione sul valore della magnitudo, sia per l'uso di scale di magnitudo diverse, sia per poca chiarezza nella loro presentazione. Ad esempio, una sezione del sito internet dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia riporta una registrazione di una magnitudo 6,2 MI, mentre in altre sezioni vi è il dato 5,8 MI. Anche l'analisi testuale del fenomeno presente sul sito istituzionale dell'INGV riporta il valore 5,8 MI. Alcuni giornali e un telegiornale nazionale hanno riferito che l'INGV avrebbe rivisto le stime della magnitudo Richter. I dubbi sulla reale magnitudo sono in parte dovuti anche al fatto che nella confusione nei primissimi minuti dopo il sisma, in attesa di calcoli precisi, erano stati diffusi dati discordanti sulla magnitudo, che in un caso arrivava addirittura a 6,7 della scala Richter. Nelle 48 ore dopo la scossa principale, si sono registrate altre 256 scosse, delle quali più di 150 nel giorno di martedì 7 aprile, di cui 56 oltre la magnitudo 3.0 della scala Richter. Tre eventi di magnitudo superiore a 5,0 sono avvenuti il 6, il 7 e il 9 aprile. Dall'esame dei segnali della stazione INGV aquilana (AQU, ubicata nei sotterranei del Forte spagnolo), sono state conteggiate oltre 10.000 scosse. Un altro evento di magnitudo 4.7 Mw (4.5 MI) è avvenuto alle ore 22.58 del 22 giugno, con epicentro vicino all'abitato di Pizzoli, a 11 km dall'Aquila. Nella stessa giornata, e soprattutto nella mattinata immediatamente successiva ci sono state anche numerose scosse minori. Altre scosse rilevanti si sono verificate il 3 luglio (magnitudo 4.1 MI alle ore 13:03 con epicentro tra L'Aquila e Pizzoli, preceduta da altri due eventi di magnitudo 3,4 MI alle ore 03.14 e 3,6 MI alle ore 11.43), il 12 luglio (magnitudo 4,0 MI alle ore 10.49 con epicentro tra L'Aquila e Roio Poggio) e il 24 settembre (magnitudo 4,1 MI alle ore 18:14 con epicentro tra L'Aquila e Pizzoli). Il bilancio definitivo è di 308 morti, circa 1600 feriti di cui 200 gravissimi, circa 65.000 gli sfollati, alloggiati momentaneamente in tendopoli, auto, alberghi lungo la costa adriatica. Al 9 agosto 2009 secondo la Protezione Civile gli sfollati erano 48.818, di cui 19.973 presso 137 tendopoli (in 5029 tende), 19.149 in alberghi e 9.696 presso case private. A questi vanno aggiunte 273 persone presenti in 9 campi spontanei. Al 14 novembre 2009 il numero degli sfollati risultava pari a 21.874, di cui 671 in 17 tendopoli,

13.224 presso strutture alberghiere (delle quali 8.832 fuori della provincia dell'Aquila) e 7.979 in case private. Vi sono poi 4.764 persone che hanno avuto una sistemazione nelle C.A.S.E. (Complessi Antisismici Sostenibili ed Ecocompatibili) e 480 nei M.A.P. (Moduli Abitativi Provvisori). Secondo la stime inviate dal Governo Italiano alla Commissione Europea per accedere al Fondo Europeo di Solidarietà, il danno ammonta a circa 10.212.000.000 €.

2.1.2 Dal force based design al base isolation system

Alla luce dei dati riportati nel precedente paragrafo è evidente che il sisma rappresenta una condizione di carico per la struttura certamente impreveduta e poco ricorrente nella sua vita utile, ma sicuramente la più significativa in termini di sicurezza per le vite umane che essa ospita.

Gli scenari di distruzione a cui si assiste dopo sismi violenti impone al progettista di salvaguardare la struttura dal collasso.

La progettazione antisismica delle strutture è, come per altre condizioni di carico, basata sul soddisfacimento della ben nota disequazione:

$$\text{CAPACITA'} \geq \text{DOMANDA}$$

In cui la domanda è determinata dal moto del terreno e la capacità dalle caratteristiche di resistenza e deformabilità della struttura.

Per evitare danni strutturali durante un sisma all'aumentare della sua intensità attesa, sarebbe necessario aumentare proporzionalmente la resistenza della struttura. Il danneggiamento, tuttavia, non corrisponde ad una condizione di collasso, avendo la struttura ancora importanti riserve di sopravvivenza grazie alla sua duttilità, ossia alla capacità dei suoi elementi strutturali di sostenere escursioni in campo plastico, mantenendo pressoché costante la loro resistenza. Di conseguenza, i codici sismici moderni consentono di far ricorso alla duttilità strutturale per soddisfare la precedente disequazione, che diviene quindi, condizione sulla duttilità, o sulle deformazioni e le grandezze ad esse correlate e non più sulla resistenza. L'accettazione di elevate richieste di duttilità, implica l'accettazione di danni agli elementi strutturali, a seguito di eventi sismici di moderata-alta intensità, e dei relativi costi di riparazione e di interruzione del servizio. Diviene così, altrettanto vera la seguente equazione:

DUTTILITA' = DANNEGGIAMNETO

In sostanza, la progettazione antisismica moderna accetta un livello di danneggiamento per preservare il collasso.

Tuttavia, restano aperte alcune domande:

“per evitare danni è sufficiente costruire secondo le indicazioni normative e lo stato dell’arte? Si devono necessariamente accettare danni progettando secondo il concetto della duttilità?”

I criteri di progettazione seguiti in passato si basavano sulla resistenza. L'edificio doveva resistere alle azioni rimanendo in campo elastico; il criterio prende il nome di **FBD, Force Based Design**, ovvero una progettazione basata sulle forze, sulla resistenza per l'appunto. Tuttavia, si pone una riflessione: mantenere l'edificio in campo elastico sotto l'azione di un sisma comporta il dover sovradimensionare la struttura e non sfruttare le eventuali maggiori risorse della stessa. Le risorse cui si fa riferimento sono quelle in campo plastico, più precisamente le escursioni in campo plastico che definiscono la cosiddetta duttilità strutturale. L'edificio da semplice oscillatore elastico viene visto allora come un oscillatore semplice elasto-plastico, il che ci consente di decurtare le azioni facendo affidamento proprio sulla duttilità. A seconda che l'oscillatore sia rigido o deformabile è possibile sfruttare gli esperimenti di Newmark con gli oscillatori ed applicare i principi di uguaglianza dell'energia o di uguaglianza degli spostamenti per ottenere il fattore di struttura a partire dalla duttilità.

Questo ha fatto sì che si passasse da una progettazione basata sulla resistenza ad una basata sulla duttilità, quindi dal Force Based Design al **Displacement Based Design, DBD**. Il principio è quello di sfruttare al meglio la duttilità e dissipare l'energia con una più attenta progettazione ai dettagli costruttivi degli elementi strutturali. Questo ha portato alla definizione del criterio della **gerarchia delle resistenze, GdR**, ed alle soluzioni a **dissipazione concentrata**.

Con il primo sistema, si cerca di guidare il comportamento della struttura in campo plastico determinando a monte l'attivazione delle cerniere plastiche in

certe sezioni piuttosto che altre. Ad esempio, si riporta la differenza di comportamento tra i telai di figura 3:

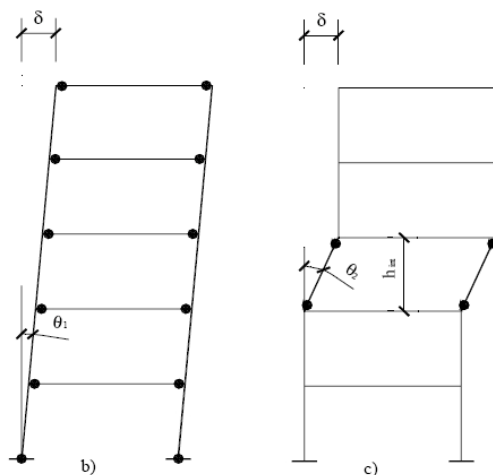


figura 3. Criterio delle Gerarchie delle Resistenze.

il secondo vede la formazione di cerniere plastiche nei pilastri, non rispettando il criterio di trave debole in pilastro forte, con la formazione di un meccanismo di piano debole, nel quale la maggior parte della struttura rimane in campo elastico. Nel primo caso, invece, si hanno cerniere in tutte le estremità delle travi, con un meccanismo di collasso globale.

Il virtuosismo del guidare il comportamento delle strutture ha trovato anche altre applicazioni, come ad esempio l'impiego di controventi eccentrici, ovvero i già citati sistemi a dissipazione concentrata in soli alcuni elementi; ad esempio negli **EBF, Eccentrically Braced Frames**.

C'è un filo comune nei differenti criteri di progettazione strutturale analizzati: tutta l'azione sismica arriva alla struttura la quale, in un modo o nell'altro, cerca di fronteggiarla.

La rivoluzione culturale, allora, potrebbe risiedere nel non fare arrivare il sisma alla struttura o comunque farne arrivare solo un'aliquota. E' questo il principio sul quale si fonda proprio l'isolamento sismico: isolare la struttura dal suolo, disaccoppiandone i moti.

2.1.3 *Principi di funzionamento*

Il principio alla base dell'isolamento sismico consiste nell'evitare il terremoto, piuttosto che resistervi, e viene applicato disaccoppiando la risposta dinamica dell'edificio dal moto del suolo. Il disaccoppiamento si ottiene mediante l'interposizione di dispositivi dotati di bassa rigidezza orizzontale e alte capacità dissipative, tra la struttura e le fondazioni, in grado di fornire alla struttura una frequenza fondamentale molto più bassa sia della frequenza della struttura non isolata che delle frequenze principali del suolo, e di incrementare lo smorzamento complessivo della struttura.

In altre parole, la benefica riduzione dell'energia in ingresso trasmessa alla struttura in elevazione viene ottenuta attraverso il filtraggio delle componenti a più elevata frequenza del moto sismico, generalmente caratterizzate da un maggiore contenuto energetico, e l'aumento dello smorzamento complessivo si persegue concentrando la dissipazione di energia all'esterno della struttura stessa, in corrispondenza dei dispositivi di isolamento.

I sistemi concepiti per isolare la struttura in elevazione dal complesso fondazione-terreno sono molteplici, ma sicuramente il sistema che ha riscosso un maggiore successo, sia per la semplicità di impiego e realizzazione che per l'affidabilità, è quello che prevede l'utilizzo di appoggi elastomerici con lamiere d'acciaio interne; la gomma conferisce al sistema un'elevata flessibilità in direzione orizzontale, molto maggiore di quella della struttura in elevazione, mentre l'interposizione delle lamine d'acciaio tra gli strati di gomma consente di ottenere una elevata rigidezza verticale, impedendo al materiale di espandersi lateralmente sotto i carichi verticali di esercizio. L'edificio risulta così isolato in direzione orizzontale, mentre la componente verticale del moto viene trasmessa inalterata alla struttura.

Il comportamento dinamico degli edifici isolati, è particolarmente vantaggioso per i seguenti motivi:

- il primo modo è configurato quasi come quello di un corpo rigido che si muove lentamente sopra un letto di dispositivi deformabili, con accelerazioni molto basse, con scorrimenti di piano modesti e con una partecipazione delle masse superiore al 90%. Questo modo identifica in maniera quasi totale la risposta della struttura in fase di sisma

- la partecipazione dei modi superiori, che maggiormente solleciterebbero la sovrastruttura, è molto ridotta e poco efficace per quanto riguarda sia le deformazioni interne che le accelerazioni trasmesse.

Queste proprietà dinamiche rendono gli edifici isolati alla base molto efficienti, ed inoltre rendono più affidabili le analisi numeriche sulle quali si basa il progetto delle strutture. Infatti, poiché il primo modo riproduce quasi totalmente la risposta della costruzione, i modelli numerici usati in fase di progetto, basati sull'analisi modale con spettri di risposta, sono più aderenti alla realtà di quanto non lo siano nel caso di strutture convenzionali, in cui andrebbero combinati i modi più significativi secondo criteri aleatori (SRSS, CQC). La presenza di un primo modo quasi rigido rende anche più significativa la valutazione degli effetti dissipativi da attribuire ai vari modi, risultando questi attribuibili, quasi per intero, alla capacità dissipativa dei dispositivi posti alla base del fabbricato.

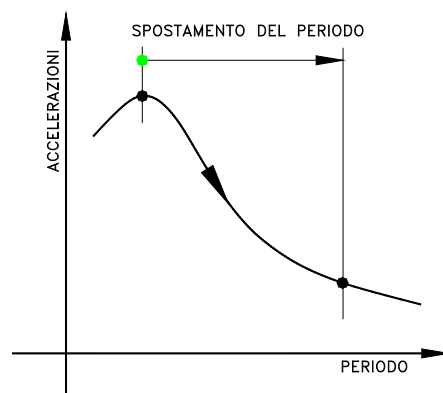


figura 4. Riduzione delle accelerazioni per periodi alti.

Inoltre, la risposta delle strutture isolate è più precisamente determinabile in quanto gli isolatori sono prodotti industriali, sottoposti a test, a prove di qualificazione e di accettazione molto severe.

Oltre alla riduzione delle sollecitazioni sismiche negli elementi resistenti, esistono altri aspetti dell'isolamento sismico che lo rendono particolarmente vantaggioso ed efficace; uno di questi è che l'isolamento alla base risulta la

maniera più semplice per ridurre le accelerazioni ai piani e quindi sugli elementi non strutturali e sui contenuti dell'edificio. Questo aspetto è molto importante, soprattutto nell'ottica del "Performance based design", ma in genere non si considera nella pratica progettuale, anche perché le norme attuali non richiedono esplicitamente il controllo di accelerazioni.

Per quanto riguarda la sicurezza delle strutture isolate, si può affermare, che l'isolamento alla base è l'unico sistema che evita i danni strutturali e non strutturali in caso di forti terremoti. Infatti, come riportato nella norma Americana FEMA 274 [FEMA, 1997], le strutture isolate riescono nell'intento di evitare danni sia alla struttura che agli elementi non strutturali.

2.2 BASI TEORICHE

La teoria lineare dell'isolamento sismico è fornita in dettaglio in [Kelly, 1993] cui si farà riferimento nel seguito.

Analogamente a quanto avviene per le strutture a base fissa, in cui lo studio del comportamento dinamico parte dallo studio dell'oscillatore semplice, gli aspetti caratteristici del comportamento dinamico delle strutture isolate alla base sono derivabili dall'analisi di un modello semplificato, a due soli gradi di libertà, in cui i due gradi di libertà sono l'uno rappresentativo del sistema di isolamento, l'altro della struttura in elevazione.

Lo studio del semplice sistema a due gradi di libertà (2DOF), con molle lineari e smorzamento lineare viscoso, è sviluppato con la tecnica dell'analisi modale che consente di individuare le modifiche delle caratteristiche dinamiche, delle frequenze di vibrazione e delle forme modali determinate dal sistema di isolamento sulla struttura in elevazione.

I parametri meccanici e cinematici che caratterizzano il moto assoluto di un sistema a due gradi di libertà sono (1):

- m**: massa della sovrastruttura;
- k, c**: rigidezza e smorzamento della sovrastruttura;
- m_b**: massa dell'impalcato al di sopra del sistema di isolamento;
- k_b, c_b**: rigidezza e smorzamento del sistema di isolamento.
- u_g**: spostamento al suolo;
- u'**: spostamento assoluto del sistema d'isolamento;

u : spostamento assoluto della sovrastruttura.

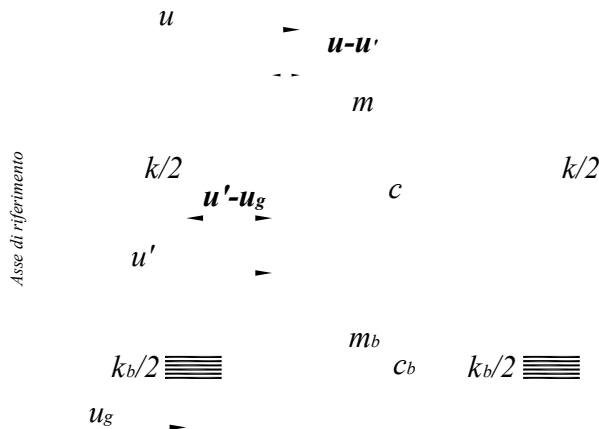


figura 5. Parametri del sistema a due gradi

Dall'equilibrio dinamico (1) e (2), si ottengono le equazioni del moto in spostamenti assoluti del sistema a 2GDL.

$$m\ddot{u} = -c(\dot{u} - \dot{u}')k(u - u') \quad (1)$$

$$m\ddot{u} + m_b\ddot{u}' = -c_b(\dot{u}' - \dot{u}_g)k-(u_b' - u -)_g \quad (2)$$

Come osservato in [Kelly, 1993], i parametri di spostamento con i quali è però più conveniente lavorare sono gli spostamenti relativi, ovvero lo spostamento relativo della massa della struttura rispetto alla base u_s (3) e lo spostamento relativo della base della struttura rispetto al terreno u_b (4).

$$u_s = u - u' \quad (3)$$

$$u_b = u' - u_g \quad (4)$$

Operando questo cambio di coordinate, le equazioni del moto in termini di spostamenti relativi diventano le (5) e (6).

$$m\ddot{u}_b + m\ddot{u}_s + c\dot{u}_s + ku_s = -m\ddot{u}_g \quad (5)$$

$$(m + m_b)\ddot{u}_b + m\ddot{u}_s + c\dot{u}_b + k_b u_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad (6)$$

Questo sistema di due equazioni può essere risolto tramite la decomposizione modale che fornisce una chiara visione della risposta.

Per valutare i modi di vibrazione, i fattori di partecipazione modale e le frequenze del sistema, riscriviamo le precedenti equazioni in forma matriciale

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{r}\ddot{u}_g \quad (7)$$

dove \mathbf{M} rappresenta la matrice delle masse, \mathbf{C} quella dello smorzamento, \mathbf{K} quella delle rigidità ed \mathbf{u} rappresenta il vettore degli spostamenti relativi:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m & m \\ M & m \end{bmatrix}; \mathbf{C} = \begin{bmatrix} 0 & c \\ c_b & 0 \end{bmatrix}; \mathbf{K} = \begin{bmatrix} 0 & k \\ k_b & 0 \end{bmatrix} \quad \mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u_b \\ u_s \end{Bmatrix}; \mathbf{r} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Definendo:

- $\omega_s = (k/m)^{1/2}$ come la frequenza della struttura a base fissa;
- $\omega_b = (k_b/M)^{1/2}$ come la frequenza del sistema di isolamento di rigidità k_b . La massa M è pari alla massa totale del sistema di isolamento più edificio in elevazione;
- $\xi_s = \frac{c}{2m\omega_s}$ come lo smorzamento della struttura in elevazione;
- $\xi_b = \frac{c_b}{2M\omega_b}$ come lo smorzamento del sistema di isolamento;

ed assumendo:

- $m_b < m$, entrambe dello stesso ordine di grandezza, quindi:

$$\gamma = \frac{m}{(m + m_b)} < 1;$$
- $\omega_s = \left(\frac{k}{m}\right)^{1/2} \gg \omega_b = \left(\frac{k_b}{M}\right)^{1/2}$ e definendo $\varepsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2$, il quale avrà un ordine di grandezza di 10^{-2} ;
- i fattori di smorzamento per la struttura ed il sistema di isolamento, rispettivamente ξ_s e ξ_b , dove $\xi_s = \frac{c}{2m\omega_s}$ e $\xi_b = \frac{c_b}{2M\omega_b}$, sono dello stesso ordine di grandezza di ε (unità percentuali).

le frequenze proprie del sistema e le deformate modali si ottengono risolvendo il problema agli autovalori. Dalla soluzione si possono ottenere la frequenza del sistema d'isolamento modificata dalla deformabilità della struttura (8), e la frequenza della struttura in elevazione modificata dalla presenza della massa alla base (9).

$$\omega_1^2 = \omega_b^{*2} = \omega_b^2 (1 - \gamma\varepsilon) \quad (8)$$

$$\omega_2^2 = \omega_s^{*2} = \frac{\omega_s^2}{1 - \gamma} (1 + \gamma\varepsilon) \quad (9)$$

In molti casi si ottengono risultati sufficientemente accurati assumendo come valori di ω_b^* e di ω_s^* i primi termini (10 e 11)

$$\omega_b^* = \omega_b \quad (10)$$

$$\omega_s^* = \frac{\omega_s}{(1 - \gamma)^{1/2}} \quad (11)$$

Tali espressioni di ω_b^* e di ω_s^* consentono di osservare che la frequenza del

sistema d'isolamento (ω_b) è modificata solo leggermente (in particolare è ridotta di una quantità dell'ordine di grandezza di ε) dalla deformabilità della struttura, mentre la frequenza della struttura in elevazione (ω_s) risulta sensibilmente incrementata dalla presenza della massa alla base. La differenza iniziale tra la frequenza della struttura a base fissa e la frequenza dell'isolamento è aumentata dalla combinazione dei due elementi.

La prima forma modale, $\phi^l = \{\phi_b^l, \phi_s^l\}^T$, posto $\phi_b^l = I$, è data dalla (12), e la seconda forma modale dalla (13).

$$\phi^1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix} \quad (12)$$

$$\phi^2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma}(1 - (1 - \gamma)\varepsilon) \end{Bmatrix} \quad (13)$$

Il primo modo di vibrazione del sistema a 2GDL, ϕ^l , è approssimativamente un modo di struttura rigida, dando luogo a deformazioni nella parte in elevazione di ampiezza dell'ordine di ε (10^{-2}), mentre il secondo modo ϕ^2 , determina deformazioni sia nel sistema di isolamento che nella struttura in elevazione. Lo spostamento in sommità della struttura è dello stesso ordine di grandezza di quello alla base (all'incirca pari a $1/\gamma$), ma di segno opposto (figura 6).

I fattori di partecipazione modale, indicati con L_1 e L_2 , rispettivamente per il primo e secondo modo, sono riportati nelle (14 e 15).

$$L_1 = (1 - \gamma\varepsilon) \quad (14)$$

$$L_2 = \gamma\varepsilon \quad (15)$$



figura 5. Forme modali del sistema a due gradi di libertà.

Il fattore di partecipazione del secondo modo, che è il modo che coinvolge la deformazione della struttura, è dell'ordine di ε , e se le frequenze originali, ω_b e ω_s , sono ben separate, risulta essere molto piccolo. Pertanto, anche se il terremoto ha un elevato contenuto energetico a tale frequenza, il moto del suolo viene trasmesso alla struttura in elevazione in misura drasticamente ridotta.

Infine, poiché il fattore di partecipazione del primo modo è dell'ordine dell'unità, non c'è amplificazione delle accelerazioni di input nella struttura.

2.3 L'ISOLAMENTO SISMICO NELLE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Una grande spinta allo sviluppo in Italia delle applicazioni dei sistemi di isolamento e di dissipazione di energia per la protezione sismica delle strutture è stata determinata dalla trattazione specifica dell'isolamento sismico presente negli allegati 2 (norme per edifici) e 3 (norme per i ponti) dell'OPCM. 3274/2003 e nelle successive modifiche e integrazioni, sebbene già in precedenza fossero state prodotte linee guida e istruzioni, non aventi però carattere di norma.

Nelle nuove Norme tecniche per le costruzioni (NTC08) l'isolamento sismico viene presentato in una trattazione unificata per ponti ed edifici, stanti i numerosi aspetti comuni nella progettazione, nel punto 7.10, mentre tutto ciò che riguarda i dispositivi è trattato separatamente nel punto 11.9, seguendo un approccio analogo a quello delle norme europee. Queste ultime, infatti,

trattano la progettazione e verifica di edifici e ponti isolati nell'Eurocodice 8, parti 1 e 2 rispettivamente, ed i dispositivi antisismici nella norma messa a punto dal CEN-TC-340 in corso di approvazione. Nella circolare esplicativa delle NTC08, vengono forniti commenti e spiegazioni sui concetti fondamentali alla base della progettazione con isolamento sismico e del funzionamento dei dispositivi.

La progettazione con i sistemi di dissipazione di energia non trova una trattazione specifica nel corpo delle NTC08, in quanto, come recita la circolare (par. C7.10.1): “la loro progettazione non richiede regole aggiuntive rispetto a quelle già descritte per le costruzioni ordinarie, una volta che il comportamento dei dispositivi antisismici sia tenuto correttamente in conto e che le loro caratteristiche e le modalità di accertamento siano conformi alle prescrizioni del § 11.9”, coerentemente con il fatto che la dissipazione di energia è, come detto in precedenza, alla base della progettazione delle strutture normali. Tuttavia si è ritenuto opportuno fornire, in un'apposita appendice (C7.B) della circolare, “indicazioni utili alla progettazione e la realizzazione di costruzioni, in particolare di edifici, dotati di sistemi di protezione sismica basati sulla dissipazione di energia”, stante la scarsa dimestichezza dei progettisti con gli approcci progettuali che affidano ad appositi dispositivi la necessaria dissipazione di energia.

L'approccio normativo seguito lascia ampia libertà di scelta del sistema di isolamento adottabile per conseguire la finalità fondamentale, che è quella di abbattere le accelerazioni agenti sulla struttura posta al di sopra del sistema stesso. Ciò è chiaramente evidenziato sin dal primo paragrafo che definisce lo scopo della norma, nel quale vengono citate, con pari dignità, le due strategie fondamentali dell'isolamento sismico, ossia quella dell'incremento del periodo e quella della limitazione della forza.

Due requisiti fondamentali per una corretta applicazione dell'isolamento sono il mantenimento in campo sostanzialmente elastico della struttura, sia nella parte inferiore all'isolamento (sottostruttura) che nella parte al di sopra (sovrastuttura), e la richiesta di un'affidabilità superiore ai dispositivi, per il ruolo cruciale da essi svolto ai fini del corretto comportamento del sistema strutturale e, quindi, della sicurezza globale della costruzione.

Il primo requisito ha delle ripercussioni molto importanti e semplificative per la modellazione, l'analisi e la progettazione dei dettagli costruttivi della

struttura.

L'affidabilità superiore richiesta ai dispositivi d'isolamento si traduce in una serie di severi controlli, secondo quanto prescritto al punto 11.9, da effettuarsi sia su dispositivi campione, eventualmente in scala ridotta, sia sui dispositivi stessi da disporre in opera in una percentuale cospicua e con riferimento a stati di deformazione e sollecitazioni simili a quelli prodotti dall'azione di progetto per lo stato limite di collasso (SLC).

Le NTC forniscono una serie di indicazioni progettuali sui dispositivi e sulla struttura, per aiutare il progettista ad ottenere prestazioni ottimali nel breve, medio e lungo termine. Da segnalare, per quanto riguarda i dispositivi, la necessità che essi siano facilmente accessibili, per l'ispezione, la manutenzione e l'eventuale sostituzione, qualora quest'ultima si rendesse necessaria.

In relazione alla necessità di ampi spostamenti orizzontali della sovrastruttura in corrispondenza dell'interfaccia d'isolamento, le norme prestano particolare attenzione affinché non ci siano impedimenti di nessun tipo a tali spostamenti.

Per quanto riguarda la modellazione del sistema d'isolamento, in molti casi, la norma consente anche l'adozione di modelli e analisi lineari, semplificando drasticamente il problema e consentendo al progettista l'utilizzo di strumenti di analisi di cui ha ampia conoscenza e confidenza.

Nei casi in cui le non linearità di comportamento del sistema d'isolamento siano tali da non consentirne la modellazione in campo lineare, sarà necessario il ricorso all'analisi non lineare. Per quanto detto, le non linearità saranno concentrate tutte nel sistema di isolamento, i cui componenti saranno modellabili uno per uno. Ciò semplifica significativamente l'analisi, rispetto a quella di una struttura convenzionale, e consente di affrontare con notevole affidabilità un'analisi non lineare in campo dinamico. Il complesso di verifiche di sicurezza da effettuare sulle costruzioni isolate è decisamente più articolato che in una costruzione normale. Nel caso degli edifici con isolamento sismico occorre verificare cinque tipi diversi di componenti, per ciascuno dei quali è prevista una verifica rispetto a uno specifico stato limite: la struttura vera e propria, la parti non strutturali (tamponature, tramezzature e impianti solidali con la struttura), i dispositivi del sistema d'isolamento, le connessioni strutturali e non tra la parte di struttura isolata ed il terreno o altre

parti non isolate, le connessioni di condutture di fluidi pericolosi tra la parte di struttura isolata ed il terreno o altre parti non isolate. Per esse valgono le disposizioni sintetizzate nella tabella 1.

Componente	Stato limite di verifica	Note
Struttura	SLV	Verifica della capacità resistente con riduzione delle sollecitazioni per la sovrastruttura tramite un coefficiente di riduzione di 1.5
Dispositivi isolamento	SLC	Verifica della piena efficienza di comportamento
Parti non strutturali	SLD	Verifica dello spostamento interpiano massimo che dovrà risultare non superiore a 2/3 del limite posto per costruzioni usuali
Connessioni strutturali e non tra parte isolata e parti non isolate in costruzioni di classe I, II, III	SLD	Verifica della capacità di spostamento del componente
Connessioni strutturali e non tra parte isolata e parti non isolate in costruzioni di classe IV	SLV	Verifica della capacità di spostamento
Connessioni condutture gas e impianti pericolosi in costruzioni di ogni classe	SLC	Verifica della capacità di spostamento

Tab. 1 - Sintesi degli stati limite di riferimento e delle modalità di verifica per ciascun tipo di componente di un edificio con isolamento sismico.

La delicatezza del ruolo svolto dai dispositivi antisismici si riflette inevitabilmente sulla numerosità e sulla severità dei requisiti da rispettare. I dispositivi, infatti, non solo debbono avere quelle doti di resistenza e/o deformazione compatibili con gli effetti indotti dal sisma, ma devono anche

garantire, durante tutta la loro vita utile, la costanza di certi parametri di comportamento (rigidezza, smorzamento o capacità dissipativa) al variare di alcune caratteristiche della sollecitazione esterna (velocità di spostamento, entità del carico verticale e/o dello spostamento trasversale presenti contemporaneamente all'azione principale) e delle condizioni ambientali (soprattutto temperatura).

Il punto 11.9 delle NTC08 definisce, coerentemente con le finalità del cap. 11 relativo a materiali e prodotti da costruzione, criteri e regole per la qualificazione e l'accettazione dei dispositivi antisismici. Esso rappresenta l'unico riferimento normativo, fintantoché non sarà approvata la norma europea EN15129.

Ai fini della individuazione del tipo di prova e delle relative modalità di esecuzione, le NTC adottano una classificazione dei dispositivi antisismici analoga a quella adottata nel documento PrEN15129, prevedendo, accanto ai dispositivi il cui uso è strettamente connesso al funzionamento del sistema di isolamento o di dissipazione di energia, altri dispositivi capaci di fornire dei vincoli temporanei, in assenza oppure in presenza di azioni sismiche, in maniera da ottimizzare il comportamento complessivo del sistema strutturale in particolari condizioni.

I dispositivi della prima categoria, indipendentemente dal sistema in cui sono utilizzati (isolamento o dissipazione), si distinguono in "Dispositivi dipendenti dallo spostamento" (ossia quelli per i quali il valore della forza sviluppata dipende quasi unicamente dallo spostamento, nel range di velocità sviluppate durante un sisma), a loro volta suddivisi in "lineari" e "non lineari" (in relazione al tipo di legame forza-spostamento) e "Dispositivi dipendenti dalla velocità" (ossia quelli per i quali il valore della forza sviluppata dipende in maniera sostanziale dalla velocità e, eventualmente in misura minore, anche dallo spostamento). A questi si aggiungono gli "Isolatori", ossia dispositivi in grado di portare il carico verticale trasmesso dalla sovrastruttura e dotati di notevole capacità di spostamento, attivabile per basse forze orizzontali applicate.

I dispositivi della seconda categoria, ossia i dispositivi di vincolo temporaneo, possono essere del tipo "a fusibile", che forniscono un vincolo solo fino ad una predeterminata soglia di forza, oltre la quale viene liberato il grado di libertà su cui il vincolo agisce, o del tipo a "vincolo provvisorio", che

forniscono un vincolo solo in caso di movimenti rapidi, dando invece reazione pressoché nulla per spostamenti lenti.

Per ciascun tipo di dispositivo, le NTC08 definiscono i requisiti di comportamento e le prove di qualificazione su prototipi e di accettazione sui dispositivi da mettere in opera.

Le prove di qualificazione sono finalizzate a determinare se il dispositivo soddisfa i requisiti progettuali, anche in relazione alla necessaria stabilità di comportamento. Sono prove in generale molto complesse e costose, che possono essere svolte anche su prototipi in scala ridotta o maggiorata, in modo da poter estendere i risultati a lotti di produzione diversi (ma con caratteristiche simili).

Le prove di accettazione sono finalizzate ad accertare che le caratteristiche dei dispositivi da mettere in opera siano coerenti con le caratteristiche riscontrate nelle prove di qualificazione sui prototipi dei dispositivi e con quanto previsto nel progetto. Esse sono un sottoinsieme delle prove di qualificazione, in modo da valutare e confrontare alcuni dei parametri di comportamento fondamentali ricavati dalle prove di qualificazione. In tutti i casi almeno un dispositivo viene sollecitato fino ai livelli richiesti dalle condizioni di SLC, eventualmente ripristinandone le caratteristiche originarie, nel caso in cui alcuni elementi possano ridurre la loro capacità di resistenza alla fatica per basso numero di cicli a causa della prova di accettazione. Le prove di accettazione vengono svolte su un numero di dispositivi pari almeno al 20% dei dispositivi da mettere in opera nella costruzione in esame.

A valle di quanto osservato sulla nuova norma tecnica per le costruzioni, si propone una sintesi di confronto tra le principali norme di riferimento per le strutture isolate in Italia.

- Tipi di strutture interessate e sistemi di isolamento considerati

	LL. GG. 1998	OPCM 3274/2003	NTC 2008
Isolatori Elastomerici	SI	SI	SI
Isolatori a Scorrimento	SI	SI	SI

Dispositivi Ausiliari Lineari	NO	SI	SI
Dispositivi Ausiliari non Lineari	SI	SI	SI
Dispositivi Ausiliari Viscosi	NO	SI	SI
Dispositivi del tipo “A Fusibile”	NO	NO	SI
Dispositivi (dinamici) di vincolo provvisorio	NO	NO	SI

- Metodi di analisi

	LL. GG. 1998	OPCM 3274/2003	NTC 2008
Analisi Statica Lineare	NO	SI	SI
Analisi Statica non Lineare	NO	NO	NO
Analisi Dinamica Lineare con spettro di risposta	SI	SI	SI
Analisi Dinamica Lineare con integrazione al passo delle equazioni del moto	SI	SI	SI
Analisi Dinamica non Lineare	SI	SI	SI

- Analisi lineare equivalente

Generalmente il comportamento di un sistema isolato sotto azioni cicliche è prevalentemente non lineare; in alcuni casi, però, si può assumere per il sistema di isolamento, una relazione Forza-Deformazione lineare visco-elastica equivalente e quindi, può essere effettuata un’analisi statica lineare o un’analisi dinamica modale.

Nelle Normative del 2003 e del 2008 ciò è possibile per determinati valori della Rigidezza K_{esi} e dello smorzamento ξ_{esi} valutati allo spostamento di progetto d_{dc} .

Secondo le NTC2008 il comportamento del sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente se sono soddisfatte le condizioni:

- a) La rigidezza Equivalente del sistema d'isolamento è pari almeno al 50% della rigidezza secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- b) Lo smorzamento lineare equivalente del sistema d'isolamento è inferiore al 30%;
- c) Le caratteristiche forza-spostamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un campo $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità del progetto;
- d) L'incremento della Forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra $0.5d_{dc}$ e d_{dc} , essendo d_{dc} lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2.5% del peso totale della sovrastruttura.

Nell' OPCM. 3274/2003 solo l'ultima condizione è leggermente diversa in quanto l'incremento della forza richiesto è più piccolo (1.25%).

Nelle LL.GG. 1998 il sistema isolante può essere modellato con elementi a legame visco-elastico lineare quando si abbia a che fare con isolatori elasto-plastici o quando si abbia a che fare con isolatori in materiale elastomerico ed acciaio e siano rispettate le condizioni:

- il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , per uno spostamento pari a quello di progetto d_2 relativo allo SLU, è $\leq 10\%$;
- il ciclo Forza - Spostamento, nell'intervallo $\pm d_2$, risulta compreso tra due rette parallele distanti tra loro non più del 40% della forza F corrispondente a d_2 .

- Analisi lineare statica

Permette di svolgere il calcolo su due modelli separati, per ciascuno dei quali si assume il valore corrispondente dello smorzamento, uno per la sovrastruttura più sistema d'isolamento ed uno per la sottostruttura. Su quest'ultimo agiscono le forze ricavate dal primo modello e le forze d'inerzia prodotte direttamente dal moto del terreno.

Questo tipo di Analisi viene fatta considerando due forze orizzontali e tenendo conto degli effetti torsionali separatamente. Può essere chiamata statica perché considera solo il primo modo di vibrare, assumendo che la sovrastruttura si comporti come una massa rigida sovrapposta al sistema d'isolamento.

Le Condizioni per l'applicazione dell'Analisi Statica sono riassunte in tabella 2:

	OPCM 3274/2003	NTC 2008	EC8
Regolarità in pianta	Richiesta	Richiesta	Richiesta
Altezza Massima	20 m	20m	Non specificata
Massima dimensione in Pianta	50 m	50m	50 m
Massimo Numero di Piani	5	5	Non spec.
Range del periodo equivalente T_{is}	$4T_f - 3.0s$	$3T_f - 3.0s$	$3T_f - 3.0s$
Sottostruttura considerata infinitamente Rigida	Richiesto	Richiesto	Richiesto
Rapporto tra Rigidezza Verticale e Rigidezza Equivalente Orizzontale K_v/K_{esi}	≥ 800	≥ 800	≥ 150
Massimo Periodo Verticale T_v	0.1s	0.1s	0.1s
Limitazione sulla Classe di Suolo	Nessuna	Nessuna	Nessuna
Trazione negli Isolatori	Non Perm.	NonPerm.	Permessa
Massima Eccentricità tra centro di Rigidezza del sistema di isolamento e proiezione verticale del centro di massa	8%	3%	7.5%

Tab. 2 – Condizioni per l'applicazione dell'analisi statica

se le condizioni dette sono rispettate il calcolo può essere svolto su due modelli separati, sovrastruttura più sistema d'isolamento e sottostruttura.

La Forza Orizzontale complessiva applicata al sistema d'isolamento, da ripartire tra gli elementi costituenti la sottostruttura in proporzione alle rigidezze dei corrispondenti dispositivi d'isolamento, è pari a :

$$F = M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi}) \quad (16)$$

Lo spostamento del centro di Rigidezza dovuto all'azione sismica deve essere calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, con l'espressione:

$$d_{dc} = \frac{MS_e(T_{is}, \xi_{esi})}{K_{esi,min}} \quad (17)$$

Le forze orizzontali da applicare a ciascun livello della sovrastruttura sono proporzionali alle masse dei piani e si calcolano con l'espressione:

$$f_j = m_j \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi}) \quad (18)$$

Per il calcolo delle strutture bisogna dividere le forze considerate per il fattore di struttura q che è pari ad 1.5 nelle NTC2008 mentre nell'OPCM 3274/2003 risultava

$$q = 1.15 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}, \quad \text{con } \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \leq 1.5. \quad (19)$$

Inoltre, per tenere in conto gli effetti della torsione della sovrastruttura sui singoli dispositivi d'isolamento, è fornito un fattore di amplificazione da applicare alle azioni in direzione x ed y che è funzione della posizione dell'isolatore rispetto al centro di rigidezza.

- Analisi dinamica lineare

L'Analisi Dinamica Lineare è ammessa quando risulta possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema d'isolamento (condizioni a, b, c e

d) e le condizioni della Tabella 2 non sono soddisfatte, con l'unica attenzione di considerare la componente verticale quando

$$\frac{K_v}{K_{ssi}} < 800$$

(nel caso di analisi modale) e nei casi previsti per edifici non isolati (par. 7.2.1 NTC 2008). Per il sistema complessivo si assume un comportamento elastico lineare. L'analisi potrà essere svolta mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto;

Nel caso di analisi modale con spettro di risposta il procedimento consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. Le NTC2008 come del resto l'OPCM 3274/2003 consigliano a tal riguardo di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, mentre nelle LL.GG. 1998 deve essere soddisfatta almeno una delle due condizioni e, per quanto riguarda la seconda, la massa partecipante totale deve essere maggiore del 90%.

Un'ulteriore differenza tra le differenti normative risiede nella possibilità di utilizzare una combinazione semplificata. Tale possibilità è presente nelle LL.GG. 1998 e nell'OPCM 3274/2003, se le risposte massime modali relative ai singoli modi possono considerarsi indipendenti cioè se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da tutti gli altri.

Le NTC2008 e l'OPCM 3274/2003 forniscono inoltre una combinazione quadratica completa ed il relativo coefficiente di correlazione.

	LL.GG. 1998	OPCM 3274/2003	NTC 2008
Somma delle masse relative ai modi considerati	$\geq 90\%$	$\geq 85\%$	$\geq 85\%$
Massa modale dei modi da considerare	$\geq 5\%$	$\geq 5\%$	$\geq 5\%$
Possibilità di usare la Combinazione quadratica semplificata	Si Se $T_j > 0.9 T_i$	Si Se $T_j > 0.9 T_i$	No

Tab. 3-possibile utilizzo delle combinazioni

- *Analisi non lineare*

Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica non lineare può essere svolta in ogni caso, ed è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente. Essa consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi (definiti al § 3.2.3.6. delle NTC2008), con lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

L'OPCM 3274/2003 permetteva inoltre, nel caso in cui sussistano le condizioni per l'esecuzione di analisi statiche lineari (tabella 3), con la sola eccezione del comportamento del sistema d'isolamento, di utilizzare un modello semplificato del sistema strutturale, considerando la struttura come una massa rigida, collegata a terra tramite elementi che riproducano correttamente il comportamento del sistema d'isolamento risultante dal contributo di tutti i suoi dispositivi. Lo spostamento ottenuto dall'analisi verrà assunto come spostamento di progetto del sistema d'isolamento, mentre l'accelerazione massima sulla massa rigida sarà utilizzata, nell'ipotesi di

distribuzione linearmente crescente lungo l'altezza dell'accelerazione, per la valutazione delle forze d'inerzia da applicare ai singoli piani nella formula:

$$F_i = F_h (z_i W_i) / \sum (z_j W_j),$$

in sostituzione di $S_d(T_1)$.

Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento sono valutati (par. 7.10.5.3.1 NTC2008), adottando valori delle rigidezze equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi. In proposito, ci si può riferire a documenti di comprovata validità, mentre le LL.GG. 1998 recitavano:

“Per ognuna delle direzioni considerate per l'azione sismica, l'analisi deve essere ripetuta usando la serie di accelerogrammi (definiti nel 3.2.5.); deve essere utilizzata l'intera serie anche quando si considerino, per le caratteristiche meccaniche degli isolatori e/o della sovrastruttura, diversi valori.”

Quali grandezze di risposta da considerare ai fini delle verifiche, si assumeranno rispettivamente i valori medi per la sottostruttura e per la sovrastruttura, i valori medi più una deviazione standard per il sistema di isolamento.

Quando per i parametri meccanici del sistema si considerino diversi valori, i valori delle risposte da assumere ai fini delle verifiche saranno, per ciascuna delle grandezze da verificare, quelli più sfavorevoli.

Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ della sovrastruttura, relativo alle capacità dissipative in campo elastico, non deve essere assunto superiore al 5% in corrispondenza del primo modo di vibrazione”.

- *Verifiche*

Verifiche allo SLD

	LL.GG. 1998	OPCM. 3274/2003	NTC. 2008
Sovrastruttura			
Tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la rigidità della stessa	$d_r \leq 0,001 \text{ h}$	$d_r \leq 0,005 \text{ h}$	$d_r \leq 2/3(0,005 \text{ h})$
Tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti interpiano d_{rp}	Ammessi previa dimostrazione sopportazione deformazioni	$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 \text{ h}$	$d_r \leq d_{rp} \leq 2/3(0,01 \text{ h})$
	Le Tensioni unitarie nell'acciaio e nel conglomerato devono risultare inferiori ai rispettivi valori ammissibili		
Sottostruttura, Fondazioni e Sistema d'isolamento			
	Verificati se sono soddisfatte le relative verifiche allo SLU	Verificati se sono soddisfatte le relative verifiche allo SLU	Verificati se sono soddisfatte le relative verifiche allo SLV

Tab.4 – Verifiche allo SLD

Verifiche allo SLV, SLC (azione sismica con probabilità di accadimento rispettivamente pari al 10% ed al 5% in V_R in NTC 2008) ed allo SLU (azione sismica caratterizzata dalla probabilità di accadimento non maggiore del 10% in 50 anni in OPCM 3274/2003).

LL.GG. 1998	OPCM 3274/2003	NTC 2008
q=1.1 per S=12 q=1.5 per S=9	q=1.15 α_u/α_l con $\alpha_u/\alpha_l \leq 1.5$	1.5
Tutti gli elementi strutturali dovranno equilibrare le azioni con le loro resistenze calcolate allo stato limite ultimo, attribuendo valore unitario ai coefficienti γ_M dei materiali.	Lo SLU deve essere verificato con i valori di γ_M utilizzati per le costruzioni non isolate	Lo SLV deve essere verificato con i valori di γ_M utilizzati per le costruzioni non isolate
		Le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa devono rimanere in campo elastico, con un coeff. di sicurezza almeno pari a 1.5
	Gli elementi della sottostruttura devono essere verificati rispetto alle sollecitazioni ottenute direttamente dall'analisi o, se il modello non include la sottostruttura rispetto alle sollecitazioni delle forze prodotte dal sistema d'isolamento combinate con le sollecitazioni prodotte dalle accelerazioni del terreno direttamente applicate alla sovrastruttura	Gli elementi della sottostruttura devono essere verificati rispetto alle sollecitazioni ottenute direttamente dall'analisi o, se il modello non include la sottostruttura rispetto alle

		sollecitazioni delle forze prodotte dal sistema d'isolamento combinate con le sollecitazioni prodotte dalle accelerazioni del terreno direttamente applicate alla sovrastruttura
	Negli edifici di categoria d' importanza I, le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate devono assorbire gli spostamenti relativi previsti dal calcolo, senza danni	Nelle costruzioni di classe d'uso IV le connessioni, strutturali e non, in particolare quelle degli impianti, fra la struttura isolata ed il terreno o le parti di strutture non isolate devono assorbire senza danni gli spostamenti relativi previsti dal calcolo
	I tubi per la fornitura del gas o che trasportano altri fluidi pericolosi, al passaggio dal terreno o da altre costruzioni all'edificio in esame, dovranno sopportare senza rotture gli spostamenti relativi cui sono sottoposti.	In tutte le costruzioni, le connessioni del gas e di altri impianti pericolosi che attraversano i giunti di separazione debbono essere progettate per

		consentire gli spostamenti relativi della sovrastruttura isolata (allo SLC), con lo stesso livello di sicurezza adottato per il progetto del sistema d'isolamento.
	Il martellamento tra strutture contigue deve essere evitato, la distanza tra due edifici contigui non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLU, calcolati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando lo spettro di progetto corrispondente (punto 3.2.5) per il fattore di struttura (q) e per il fattore di importanza.	
Devono essere verificati per gli isolatori in materiale elastomerico ed acciaio: - Lo Spessore delle piastre in acciaio - La deformazione di taglio massima - L'Instabilità. Inoltre, bisogna verificare lo spostamento orizzontale massimo per gli isolatori elasto-plastici	I dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti d_2 , valutati per un terremoto avente probabilità di arrivo inferiori a quello di progetto allo SLU, ottenuto amplificando quest'ultimo del 20%. Nel caso di sistemi di isolamento a comportamento modellabile come lineare, è sufficiente aumentare del 20% lo spostamento ottenuto con il terremoto di progetto. Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, allo spostamento ottenuto con l'azione sismica maggiorata, occorre aggiungere il maggiore tra lo spostamento residuo allo SLD e il 50% dello spostamento corrispondente all'azzeramento della forza, seguendo il ramo di scarico a	I dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti d_2 , valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC, Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, allo spostamento

	partire dal punto di massimo spostamento raggiunto allo <i>SLD</i> .	ottenuto con l'azione sismica detta, occorre aggiungere il maggiore tra lo spostamento residuo allo <i>SLD</i> e il 50% dello spostamento corrispondente all'annullamento della forza, seguendo il ramo di scarico a partire dal punto di massimo spostamento raggiunto allo <i>SLD</i> .
Per tutti gli isolatori deve essere soddisfatta la condizione: $V \geq 0$ (assenza di trazione)	Per tutti gli isolatori deve essere, in generale, soddisfatta la condizione: $V \geq 0$ (assenza di trazione). Nel caso in cui dall'analisi risultasse $V < 0$ in condizioni sismiche, occorrerà che la tensione di trazione sia inferiore al valore minore tra 2G e 1 MPa negli isolatori elastomerici oppure, per gli isolatori di altro tipo, dimostrare, attraverso adeguate prove sperimentali, che l'isolatore sia in grado di sostenere tale condizione oppure predisporre opportuni dispositivi in grado di assorbire integralmente la trazione.	
Nelle condizioni di massima sollecitazione del dispositivo le parti non impegnate nella funzione dissipativa	Nelle condizioni di massima sollecitazione le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa devono rimanere in campo elastico, nel rispetto delle norme relative ai materiali di cui sono	

devono rimanere in campo elastico, con un margine di sicurezza pari a $\gamma_s \geq 1,5$.	costituite, e comunque con un coefficiente di sicurezza almeno pari a 1,5.	
---	--	--

Tab. 5 – Verifiche allo SLV, SLC, SLU

Infine, si riportano le indicazioni di norma relative alla verifica di instabilità degli isolatori, utilizzate nei capitoli successivi al fine di determinare dei “domini di stabilità”.

LL. GG. 1998

Indicando con p il rapporto $p=V/V_{cr}$, dove V_{cr} è il carico normale di instabilità $V_{cr}=GA_r S_1 D/t_e$ e con γ_t la deformazione totale di taglio, la combinazione (p, γ_t) deve restare all'interno del dominio definito dalle condizioni seguenti:

$$\begin{aligned} p &\leq 0,25 & p + \gamma_t / (0,9\delta) &= 1 \\ 0,25 \leq p &\leq 0,50 & 2p + \gamma_t / (1,35\delta) &= 1 \end{aligned} \quad (20)$$

$$\text{dove } \delta = D/t_e. \quad (21)$$

Essendo:

$$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s \quad (22)$$

$$\gamma_c = \frac{6S_1 V}{E_c A_r} \quad (23)$$

$$V = \sigma A \quad (24)$$

$$A_r = A \left(1 - \frac{\gamma_s t_e}{D} \right) \quad (25)$$

Si ottiene:

$$V_{cr} = \frac{GS_1 D}{t_e} A \left(1 - \frac{\gamma_s t_e}{D} \right) \quad (26)$$

$$\gamma_t = \gamma_s + \frac{6S_1 \sigma A}{E_c A \left(1 - \frac{\gamma_s t_e}{D} \right)} \quad (27)$$

Sostituendo si ha:

$$\alpha \frac{\sigma A}{\frac{GS_1 D}{t_e} A \left(1 - \frac{\gamma_s t_e}{D} \right)} + \frac{\gamma_s + \frac{6S_1 \sigma A}{E_c A \left(1 - \frac{\gamma_s t_e}{D} \right)}}{\beta \frac{D}{t_e}} = 1 \quad (28)$$

con:

$$\begin{aligned} \alpha = 1 \quad \beta = 0,9 \quad \text{se } p \leq 0,25 \\ \alpha = 2 \quad \beta = 1,35 \quad \text{se } 0,25 \leq p \leq 0,50 \end{aligned} \quad (29)$$

Risolvendo rispetto a σ , si ha:

$$\sigma = \frac{(D - \gamma_s t_e)(D\beta - \gamma_s t_e)GE_c S_1}{D(6GS_1^2 + \alpha\beta E_c)t_e} \quad (30)$$

OPCM 3274

Il carico verticale massimo agente sul singolo isolatore deve essere inferiore al carico critico V_{cr} diviso per un coefficiente di sicurezza 2.

$$V < \frac{V_{cr}}{2} \quad (31)$$

$$\text{con } V_{cr} = \frac{GA_r S_1 D}{t_e} \quad (32)$$

dove:

$$A_r = (\varphi - \sin \varphi) \frac{D^2}{4} \quad \varphi = 2 \arccos \left(\frac{\gamma_s t_e}{D} \right) \quad (33)$$

Essendo:

$$V = \sigma A \quad (34)$$

Si ottiene:

$$\sigma A = \frac{GS_1 D}{2t_e} \left(2 \arccos \left(\frac{\gamma_s t_e}{D} \right) - \sin \left(2 \arccos \left(\frac{\gamma_s t_e}{D} \right) \right) \right) \frac{D^2}{4} \quad (35)$$

Risolvendo rispetto a σ , si ha:

$$\sigma = \frac{GS_1 D}{2t_e A} \left(2 \arccos \left(\frac{\gamma_s t_e}{D} \right) - \sin \left(2 \arccos \left(\frac{\gamma_s t_e}{D} \right) \right) \right) \frac{D^2}{4} \quad (36)$$

NTC2008

Le Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (CM'09), in linea con quanto suggerito dall'OPCM'05, prescrivono il soddisfacimento della seguente limitazione:

$$\frac{V}{V_{cr}} < \frac{1}{2} \quad (37)$$

in cui V è il carico massimo verticale agente sull'isolatore in presenza di sisma, mentre V_{cr} è il carico critico, che, per un isolatore elastomerico circolare di diametro D , viene posto pari a:

$$V_{cr} = G \cdot A_r \cdot S_1 \cdot S_2 \quad (38)$$

essendo A_r l'area ridotta efficace dell'isolatore:

$$A_r = (\varphi - \sin \varphi) \cdot \frac{D^2}{4} \quad (39)$$

$$\text{con: } \varphi = \varphi(\gamma_s; S_2) = 2 \cdot \arccos(\delta / D) = 2 \cdot \arccos\left(\frac{\gamma_s}{S_2}\right) \quad (40)$$

$$\delta = \gamma_s \cdot t_e \quad (41)$$

spostamento tra la faccia superiore e quella inferiore dell'isolatore.

La norma italiana, quindi, invece di predire V_{cr} con una complessa analisi non-lineare in grandi spostamenti, adotta una procedura semplificata che consiste nell'assimilare l'isolatore ad una trave continua d'altezza pari all'altezza totale dell'isolatore e nel valutarne il carico critico mediante un'analisi lineare; si tiene conto della non-linearità dell'isolatore introducendo nell'espressione di V_{cr} l'area ridotta A_r che, per un dato valore dello spostamento orizzontale δ (ovvero dello scorrimento γ_s), rappresenta l'area di sovrapposizione tra la superficie superiore dell'isolatore e quell'inferiore.

Infine, dalla limitazione suggerita dalla CM'09 per la deformazione di taglio γ_s , risulta:

$$\gamma_s \leq 200\% \quad (42)$$

Capitolo 3

Lo stato dell'arte e nuove tendenze

In questo capitolo si riporta lo stato dell'arte con particolare attenzione all'Italia, di cui si riportano esempi progettuali, ma anche all'estero. Inoltre, si sono illustrati i nuovi campi di applicazione, anche con l'ausilio di alcuni esempi di realizzazioni, e le diverse problematiche che alcuni di essi comportano nel progetto e nella verifica dei sistemi di isolamento. Il capitolo si conclude con un'analisi di quelle che sono le esigenze legate alla progettazione ed alle implicazioni che queste hanno sulle richieste prestazionali dei dispositivi.

3.1 PRIME APPLICAZIONI

Le prime applicazioni risalgono alle antiche civiltà della Cina, Grecia, Perù ed Italia. In tali applicazioni, si disponevano strati di materiale di vario genere, come carbone, velli di lana, sabbia, al livello delle fondazioni in modo che si potesse favorire lo scorrimento della struttura rispetto al terreno. Si hanno riferimenti certi di un'applicazione a Kyoto, per il Sanjusangendo, un tempio buddista realizzato nel 1266 e contenente un famoso edificio costruito per ospitare mille statue. Il nome formale del tempio è Rengeoin, e Sanjusangendo è propriamente il nome dell'edificio principale.

Il primo documento che certifica l'idea del disaccoppiamento del moto della struttura dal suolo risale al 1870, grazie al francese Jules Touaillon. Il suo sistema prevedeva l'uso di sfere portanti poste tra la base della sovrastruttura e la fondazione. La figura 6 illustra i suoi studi:

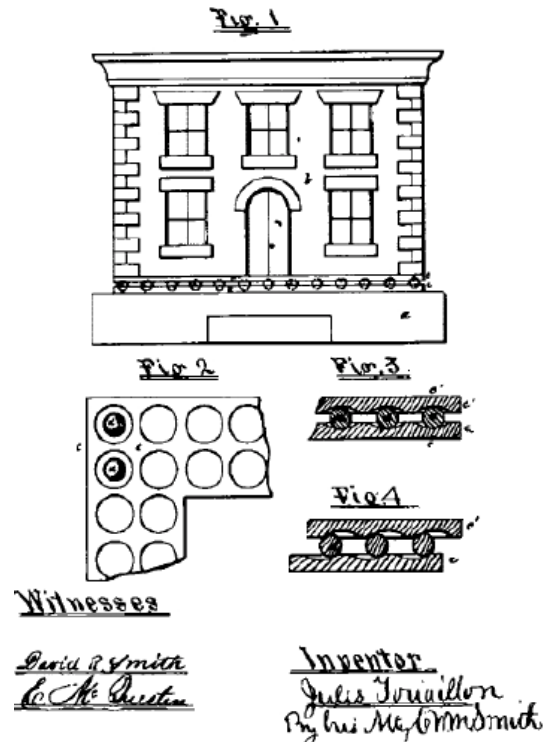


figura 6. Brevetto di Jules Touaillon

Si legge chiaramente: 15 febbraio 1870. In realtà questo sistema non fu mai applicato e passarono 130 anni prima che le idee di Jules Touaillon potessero concretizzarsi. E' solo nel 2001, infatti, che Hyakuda et al sperimentarono il sistema, noto come Doppio Pendolo Concavo ad Attrito (Double Concave Friction Pendulum – DCFP).

Alcuni anni dopo Jules Touaillon, precisamente nel 1891, arrivò un'altra proposta da parte di K. Kawai. L'idea era simile a quelle antiche di cui abbiamo già parlato e consisteva nell'inserimento di strati alternati di calcestruzzo e tronchi di legno posti sotto la struttura.

Nel 1906, invece, ci fu una proposta simile a quella di Jules Touaillon ad opera di Jakob Bechtold, il quale suggeriva di creare un cuscino di sfere metalliche che facesse da strato isolante per la struttura.

Anche in questo caso, si illustra il brevetto in figura 7:

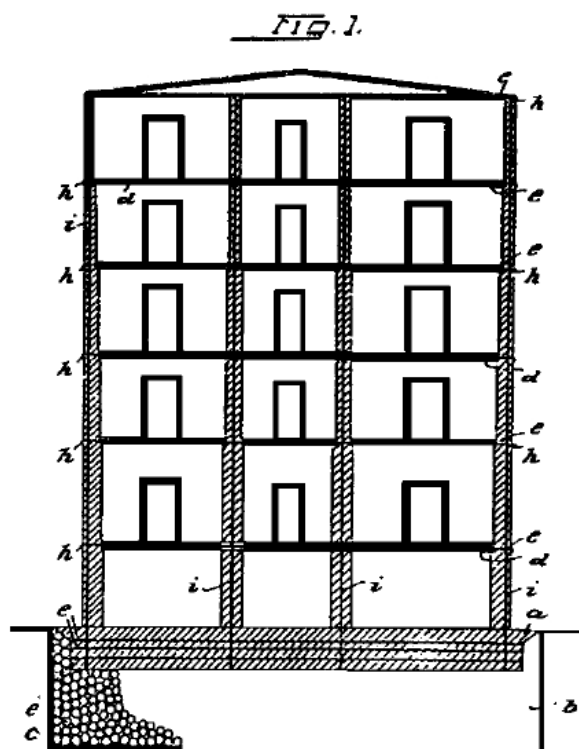


figura 7. Brevetto di Jakob Bechtold

Tuttavia, è nel 1909 che arriva un vero progetto, dettagliato e addirittura completo di particolari costruttivi. A realizzarlo è un medico inglese, tale J. A. Calantarient; egli propose la costruzione di un edificio su uno strato di sabbia fine e talco che permettesse all'edificio di scorrere in caso di sisma. Il dottore, come detto, si spinse anche nell'ideazione di ingegnose connessioni per le reti di gas e fognatura, in modo da evitare danneggiamenti dovuti ai grandi spostamenti.

Venti anni dopo, nel 1929, R. R. Martel propose il cosiddetto "Flexible first story concept", che consisteva nell'introduzione di colonne flessibili al primo piano atte ad allungare il periodo naturale della struttura.

Il sistema ricorda il meccanismo di piano soffice che siamo abituati a conoscere come meccanismo di piano pericoloso e da evitare, mentre in quel caso era un virtuosismo voluto per dissipare energia. Siamo al confine tra la dissipazione con plasticizzazioni e l'isolamento sismico, dato che il moto delle

colonne funge da isolatori, ma quel moto può avvenire solo con plasticizzazione delle estremità dei pilastri al primo ordine.

Successivi sviluppi si ebbero con gli studi di Green (1935) e Jacobsen (1938), che portarono al “The Soft first Story Method” che introduceva il concetto di assorbimento dell’energia mediante plasticizzazioni. L’ospedale Olive View di Los Angeles fu costruito applicando questo concetto, ma l’applicazione non ebbe successo a causa dei vasti danni subiti a seguito del terremoto San Fernando del 1971, poco dopo la fine dei lavori di costruzione, figura 8.



figura 8. L'Olive View completamente crollato sul primo ordine

Le conclusioni furono evidenti: non era possibile assorbire l’energia del sisma solo tramite un piano di colonne.

Tra i vari studiosi che si sono interessati del problema (Chopra 1995, Naeim 1989, Paulay and Priestley, 1992) si cita il pensiero di Chopra espresso nel paragrafo 19.2 del suo: "Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering":

“Un ben noto esempio di edificio con primo piano soffice è l’Olive View Hospital. [...] Questo grande spostamento impose severe deformazioni e richieste di duttilità alle colonne del primo piano. Come risultato, le colonne

collassarono in maniera fragile; ad ogni modo, il comportamento duttile dell'armatura a spirale delle colonne prevenne il collasso dell'edificio.

Questa struttura, completata solo pochi mesi prima del terremoto, fu danneggiata così severamente che dovette essere demolita. Ci sono molti esempi simili di severi danni agli edifici aventi un primo piano soffice durante i passati terremoti.”

“Sebbene gli edifici con piani soffici sono ovviamente non appropriati per le regioni sismiche, la loro risposta durante i passati terremoti suggerisce la possibilità di ridurre il danno all'edificio mediante un sistema di isolamento alla base che agisca come una sorta di piano soffice”.

Chopra, quindi, constata l'inefficacia di un isolamento che avvenga mediante le colonne al primo ordine, ma il concetto di disaccoppiare il moto del suolo dalla sovrastruttura è importante e va sicuramente sfruttato. In pratica apre le porte all'isolamento sismico, che infatti, viene trattato nel capitolo successivo del suo testo.

Siamo nuovamente al confine tra la dissipazione con plasticizzazioni e l'isolamento sismico, dato che il moto delle colonne funge da isolatori, ma quel moto può avvenire solo con plasticizzazione delle estremità dei pilastri al primo ordine e questo è sbagliato come illustrato da Chopra. Quindi, o si punta a plasticizzazioni diffuse (trave debole in pilastro forte) oppure all'impiego di appositi dispositivi isolatori, che non siano le colonne al primo ordine.

Nel 1969 si assiste alla prima, pionieristica, applicazione di isolamento sismico, con la scuola elementare Johan Heinrich Pestalozzi di Skopje in Macedonia ad opera di un gruppo di ingegneri svizzeri.

Il sistema impiegato, denominato “Swiss Full Base Isolation 3D (FBI-3D)” consisteva in 5 semplici appoggi in gomma non armata, ottenuti da fogli di gomma larghi 70 cm e spessi 7. Il fatto che la gomma fosse non armata si ripercuoteva sulla rigidità verticale, paragonabile a quella orizzontale. L'elevata deformabilità della struttura in direzione verticale determinava un moto rotatorio con asse orizzontale (rocking) accoppiato al moto in direzione orizzontale.

L'adozione di questo sistema non risultò soddisfacente e si fu anche costretti ad inserire vincoli aggiuntivi ottenuti da blocchi di vetro per fronteggiare sollecitazioni di natura non sismica, come il vento.

Tuttavia, la strada era quella giusta e poco dopo, negli anni '70, la Malaysian Rubber Producers' Research Association (MRPRA) produsse in Inghilterra, i primi dispositivi elastomerici in gomma armata, mediante un processo produttivo basato sulla vulcanizzazione di strati di gomma con lamierini di acciaio. In realtà era già da tempo che alcuni studiosi si stavano interessando di isolatori in gomma ed acciaio, come A. N. Gent e P. B. Lindley, i quali si occuparono del problema facendo molte ricerche dal 1958 al 1981. Il loro interesse era rivolto alle principali caratteristiche della gomma mista a lamierini in acciaio e le sue proprietà in termini di tensioni, rottura, compressione pura, compressione e taglio.

Facendo coincidere la produzione di questi sistemi con l'inizio dell'era moderna dell'isolamento sismico, possiamo individuare anche la prima applicazione, in Francia, sempre negli anni '70. L'occasione è data dall'intervento atto a proteggere una serie di centrali nucleari da terremoti di intensità pari a 0.2g il quale aveva come punto fermo l'evitare di apportare modifiche alle strutture esistenti. Furono impiegati isolatori in gomma (neoprene) armata e, successivamente, per aree a maggiore intensità sismica, una combinazione di isolatori in gomma armata e dispositivi a scorrimento, aventi un coefficiente di attrito pari al 20%. In pratica, era una combinazione di sistema elastomerico e dispositivo a scorrimento; vi era il cuore in neoprene con lamine d'acciaio collegato a piatti di bronzo, a loro volta collegati a piatti d'acciaio inossidabile. Il neoprene aveva una capacità di spostamento limitata e, quando si superava tale limite, i piatti d'acciaio cominciavano a scorrere su quelli in bronzo, garantendo l'isolamento anche per grandi scorrimenti. Il problema di questo sistema consisteva nell'assenza di un dispositivo di ricentraggio, se escludiamo il contributo dato dalla nucleo in neoprene in fase di scarico.

Sempre negli anni '70 vi è un'altra applicazione di isolamento sismico moderno, questa volta per un ponte sul fiume Rangitikei, in Nuova Zelanda; il sistema si basava sull'accoppiamento di elementi flessibili ed elementi dissipativi, realizzati con barre d'acciaio sottoposte a torsione.

E' negli anni che vanno dal 1970 al 1980 che si ha una forte diffusione delle tecniche di isolamento sismico per ponti e viadotti, con molte applicazioni in Giappone. La fine degli anni '70 vede anche l'ingresso in scena dell'Italia, che in breve acquisì la leadership mondiale nel settore.

Gli anni '80 caratterizzano la definitiva consacrazione dell'isolamento sismico, con una vasta diffusione di applicazioni in tutto il mondo, soprattutto negli USA ed in Nuova Zelanda, grazie agli isolatori elastomerici ad elevato smorzamento basati sull'impiego di gomma ad alta dissipazione (HDRB) o con inserti in piombo (LRB). Non da meno è il Giappone, grazie al notevole impiego di dispositivi elastomerici a basso smorzamento (LDRB) accoppiati con dissipatori di tipo viscoso o isteretico.

In quegli anni ci furono molte campagne numerico-sperimentali sull'isolamento sismico e tutte evidenziavano l'ottima resa di questi sistemi, ma è verso la metà degli anni '90 che arrivò la prova sul campo degli effettivi benefici di questi isolatori. Nel biennio 1994-1995, infatti, si ebbero due eventi sismici catastrofici: Northridge in California nel '94 e Kobe in Giappone nel '95. Nonostante la notevole intensità dei due eventi, però, le aree colpite presentavano alcune strutture sismicamente isolate che si comportarono particolarmente bene. Interessante è il confronto tra l'Olive View Hospital e l'University Teaching Hospital; il primo era l'ospedale severamente danneggiato nel 1971, che fu poi ricostruito, ma con struttura di tipo convenzionale, mentre il secondo era un edificio sismicamente isolato. L'Olive View fu soggetto ad un'accelerazione misurata al tetto di quasi 3 volte superiore a quella misurata in fondazione e, anche se non subì danni alla struttura, fu danneggiato nelle finiture e nelle attrezzature, dovendo bloccare ogni attività, mentre il secondo riuscì a restare completamente operativo ospitando addirittura i degenti del primo ospedale.

Non fu solo l'University Teaching Hospital a mostrare sul campo tutte le potenzialità dell'isolamento sismico, perché anche l'edificio del ministero delle telecomunicazioni della prefettura di Sanda City subì lo stesso sisma, senza però riportare nessun danno.

Sempre negli anni '90, l'isolamento sismico si mette in luce anche nel campo degli interventi di adeguamento, con il notevole vantaggio, rispetto alle tecniche tradizionali, di non dover toccare la struttura esistente. Negli Stati Uniti si assiste ai primi interventi di questo tipo, in particolare con la City Hall

di Oakland. L'edificio era particolarmente importante per vari motivi, anzitutto perché fu il primo edificio alto governativo degli Stati Uniti, in secondo luogo perché nel 1914, ai tempi della sua costruzione, era il più alto edificio della costa occidentale con i suoi 324 piedi di altezza; inoltre, l'edificio è segnato nel registro storico dei monumenti degli Stati Uniti, quindi era importante conservare sia l'architettura interna che l'impostazione storica della struttura.

L'edificio già subì notevoli danni con il terremoto di Loma Prieta del 1989 e gli interventi avevano previsto l'impiego di 111 isolatori in gomma armata, di cui 36 con inserti in piombo. L'inserimento dei dispositivi avvenne con taglio delle colonne al primo piano e temporaneo impiego di martinetti idraulici.

Non da meno fu l'intervento di adeguamento della San Francisco City Hall. Anche in questo caso bisognava essere particolarmente rispettosi nell'intervenire, dato che l'edificio, costruito nel 1915, è oggi riconosciuto come uno dei più importanti e significativi esempi di architettura classica negli Stati Uniti. La struttura, alta 300 piedi, aveva un problema notevole: si basava sul concetto di piano soffice per dissipare energia, lo stesso sistema applicato nell'ospedale Olive View che rovinò clamorosamente nel 1971; questo, unitamente ad altri problemi di discontinuità strutturale, rendevano la dinamica dell'edificio particolarmente sfavorevole.

In realtà l'isolamento sismico non fu l'unica soluzione contemplata, ma bensì ve ne furono quattro al vaglio degli ingegneri:

1. base isolata;
2. base fissa e pareti di taglio (shear walls) in cemento armato;
3. base fissa e controventi in acciaio;
4. base fissa ed intelaiatura (MRF) in acciaio, mantenendo il piano soffice.

A fronte di un'accelerazione alla base di circa 0.20g, si aveva per la sovrastruttura 0.23g nel caso di base isolata, 0.65g per la soluzione 2 e 3 e 0.50g per la soluzione 4 (grazie al piano soffice che fungeva in parte da isolante).

L'isolamento sismico è ormai uscito dalla fase di sperimentazione che è iniziata negli anni '80 ed è divenuto un sistema di impiego corrente per la protezione sismica degli edifici civili. La sua efficacia è stata chiaramente dimostrata dalla risposta osservata in costruzioni isolate che hanno subito terremoti violenti, e dal confronto con le analoghe prestazioni degli edifici non isolati.

Vi sono, nel mondo, già oltre 10.000 strutture protette da sistemi o dispositivi di controllo passivo delle vibrazioni sismiche, situate in oltre 30 paesi. L'uso di questi sistemi e dispositivi è ovunque in continua crescita e riguarda un numero sempre maggiore di paesi, ma è ovunque influenzato, in modo determinante, dalle caratteristiche della normativa applicata.

3.2 APPLICAZIONI NEL MONDO

Attualmente vi sono, nel mondo, già oltre 10.000 strutture, di nuova costruzione od anche esistenti, situate in oltre 30 paesi, che sono protette mediante sistemi e dispositivi di controllo passivo delle vibrazioni sismiche, cioè da sistemi d'isolamento sismico o di dissipazione d'energia, ovvero da dispositivi in leghe a memoria di forma (Shape Memory Alloy Device o SMAD) o ritegni oleodinamici di vincolo provvisorio (Shock Transmitter Unit o STU). Questi ultimi entrano in funzione, irrigidendo la struttura, solo quando gli elementi da essi connessi sono soggetti a movimenti relativi rapidi, come accade durante un terremoto. Le strutture suddette sono sia ponti o viadotti, sia edifici di tutti i tipi (strategici, pubblici e residenziali, anche privati), sia impianti e componenti industriali (pure a rischio di incidente rilevante, come quelli nucleari ed alcuni chimici), sia opere afferenti al patrimonio culturale (edifici monumentali, musei, coperture di scavi archeologici, teche museali e singoli capolavori). [Martelli, Forni 2009]

Nel mondo la leadership, almeno per numero di applicazioni, è detenuta dal Giappone, con oltre 5000 applicazioni, seguito dalla Repubblica Popolare Cinese, Federazione Russa e Stati Uniti d'America.

In base a quanto già sottolineato, non meraviglia che, in conseguenza del terremoto di Hyogo-ken Nanbu del 1995, dei numerosi successivi violenti terremoti e del costante ottimo comportamento degli edifici isolati sismicamente o protetti da sistemi dissipativi durante tali eventi ed anche grazie

alla disponibilità di un'adeguata specifica normativa dal 2000 ed alla liberalizzazione dell'uso dell'isolamento sismico al 2001 [Martelli e Forni, 2007], il Giappone stia sempre più consolidando la sua leadership a livello mondiale, già da tempo acquisita, con gli attuali oltre 5.000 edifici isolati (in aggiunta ad altri 2.800 protetti con sistemi dissipativi e ad un buon numero di ponti e viadotti isolati). In questo paese, la tendenza è ora di isolare, da una parte, anche grattacieli e gruppi di edifici sorretti da un'unica grande struttura isolata (artificial ground) e, dall'altra, pure piccoli e leggeri edifici privati.

Si riporta in figura 9 ed in figura 10, rispettivamente il numero di applicazioni e la distribuzione di queste per destinazione d'uso in Giappone.

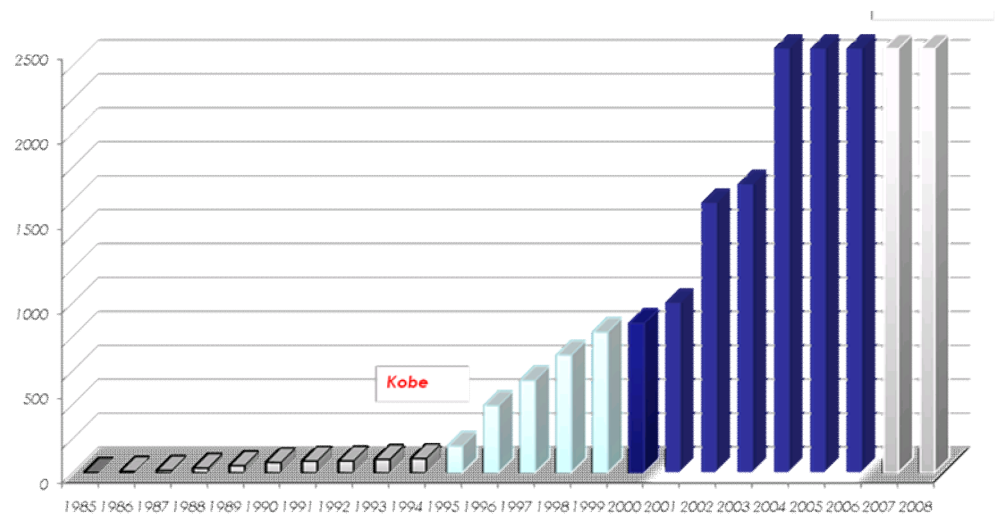


figura 9. Edifici isolati in Giappone

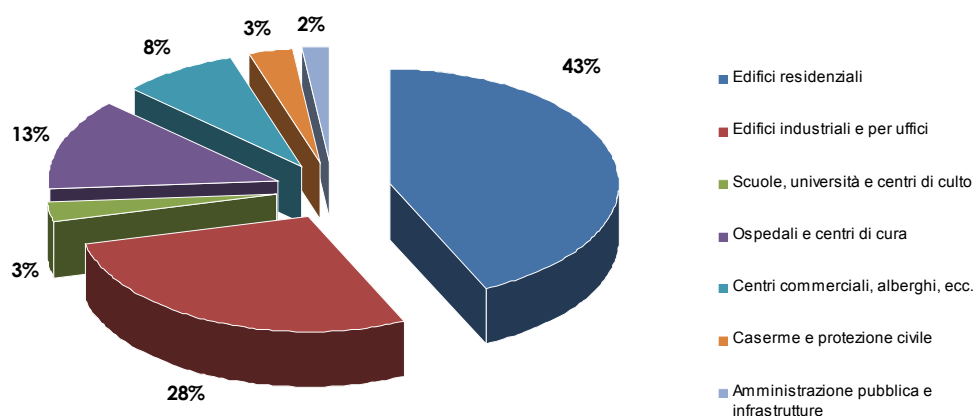


figura 10. Ripartizione per destinazione d'uso degli interventi in Giappone

Al Giappone segue ora, per numero di applicazioni dei sistemi e dei dispositivi antisismici, la Repubblica Popolare Cinese, con 650 edifici isolati e decine di edifici protetti da sistemi dissipativi, oltre a numerosi ponti e viadotti isolati. Anche in questo paese le nuove applicazioni delle tecnologie suddette continuano a succedersi ad un ritmo elevato, in particolare per gli edifici residenziali, molti dei quali sono in muratura, e proseguono grandi realizzazioni, come quella riguardante i 50 edifici isolati del nuovo centro residenziale di Pechino. Di rilievo sono ora pure, come in Giappone, l'uso di isolatori 3D negli edifici e le prime applicazioni di artificial ground, oltre all'isolamento sismico di stadi, alla base o a livello della copertura, a quello alla base per la protezione degli impianti industriali ed alla protezione sismica di edifici storici e di singoli monumenti con dispositivi d'isolamento sismico o SMAD. Nella Repubblica Popolare Cinese, a seguito dell'ottimo comportamento degli edifici isolati durante il terremoto di Wenchuan del 12 maggio 2008, molto diversamente da quanto è accaduto per quelli fondati convenzionalmente, è prevedibile, nel prossimo futuro, un'ancora più estesa utilizzazione dei sistemi e dei dispositivi antisismici (a proposito dei suddetti edifici isolati, si nota che, oltre a due in cemento armato, ve ne era uno, di ben 6 piani, in muratura, che risulta essere il primo edificio così costruito ad aver superato indenne un sisma violento). Si riporta in figura 11 ed in figura 12, rispettivamente il numero di applicazioni e la distribuzione di queste per destinazione d'uso nella Repubblica Popolare Cinese. [Martelli, Forni 2009]

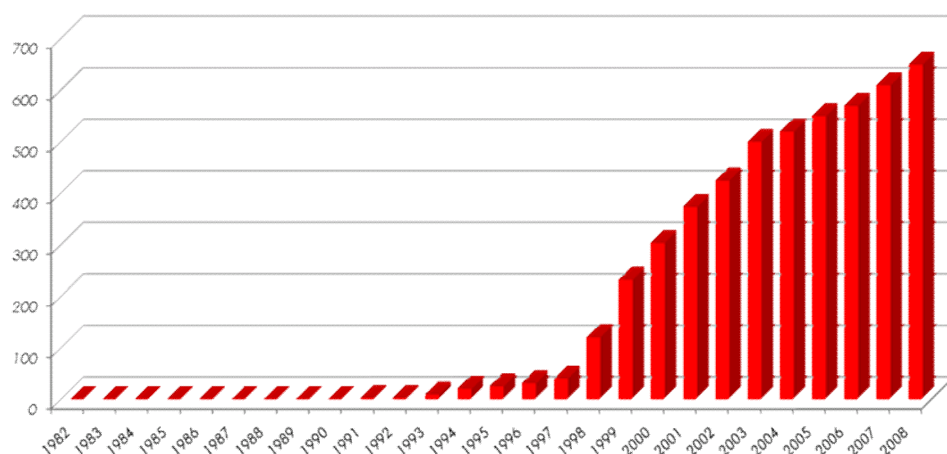


figura 11. Edifici isolati nella Repubblica Popolare Cinese

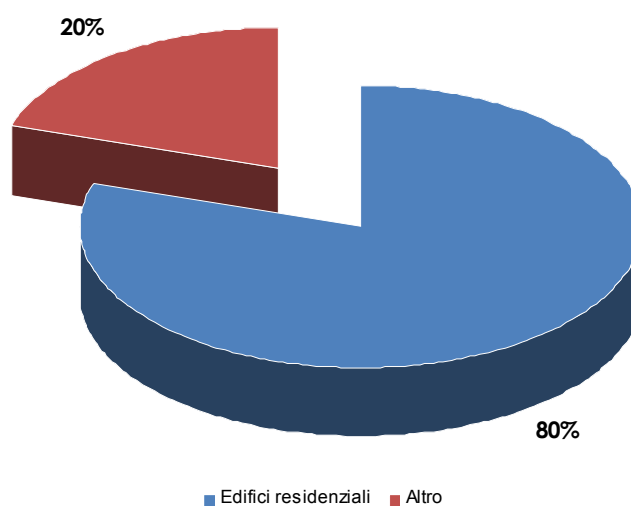


figura 12. Ripartizione per destinazione d'uso degli interventi nella Repubblica Popolare Cinese.

I notevoli progressi nell'uso dei sistemi e dei dispositivi antisismici nella Repubblica Popolare Cinese hanno fatto recentemente retrocedere al terzo posto (per numero di strutture protette con tali sistemi e dispositivi) la Federazione Russa, dove risultano esservi attualmente circa 600 edifici isolati: qui, infatti, le nuove applicazioni delle moderne tecnologie antisismiche (che

sono principalmente d'isolamento) procedono con una certa lentezza da diversi anni, sebbene ora annoverino interessanti realizzazioni e progetti, sia di adeguamento sismico (retrofit) di edifici monumentali che per grattacieli di nuova costruzione. Queste realizzazioni e questi progetti utilizzano finalmente sistemi d'isolamento "di tipo occidentale", nettamente più affidabili degli isolatori in cemento armato a forma di fungo rovesciato utilizzati fino a qualche anno fa nella maggior parte dei paesi dell'ex-URSS (Armenia esclusa). È da notare che, per alcuni dei grattacieli russi isolati in costruzione a Sochi, sono stati adottati isolatori di produzione italiana. [Martelli, Forni 2009]

Al quarto posto, per numero delle applicazioni dei sistemi e dei dispositivi antisismici, restano gli Stati Uniti d'America, dove, a causa della normativa molto penalizzante in vigore per gli edifici isolati sismicamente (nonostante l'ottimo comportamento di alcuni di essi durante il sisma di Northridge del 1994), il numero di nuove realizzazioni di questo tipo resta limitato. Infatti, gli edifici isolati continuano a risultare tra 100 e 200, sebbene in gran parte molto importanti e per la metà oggetto di retrofit, e ad essere attuati soprattutto per edifici strategici e pubblici. Al contrario, l'uso dei sistemi e dei dispositivi antisismici prosegue in modo soddisfacente per i ponti ed i viadotti.

In ogni paese, l'affermazione delle tecnologie in oggetto dipende fortemente da tre fattori: la disponibilità di una normativa specifica adeguata, la frequenza di terremoti violenti od anche solo significativi e l'esperienza maturata durante tali eventi. Ciò spiega sia il successo dei sistemi e dei dispositivi antisismici in Giappone e (pure se in misura minore) nella Repubblica Popolare Cinese e nella Federazione Russa, sia, invece, le difficoltà di crescita del numero delle applicazioni dell'isolamento sismico agli edifici negli Stati Uniti d'America, a causa di una normativa molto penalizzante e nonostante l'ottimo comportamento degli edifici isolati durante il terremoto di Northridge del 1994. [Martelli, Forni 2009]

Per quanto riguarda gli altri paesi, l'utilizzazione dei sistemi suddetti è in forte espansione (in ordine decrescente per numero di applicazioni) anche a Taiwan, in Francia (in particolare nell'isola della Martinica), in Armenia, in Nuova Zelanda, in Messico e nella Corea del Sud. Importanti realizzazioni sono iniziate da alcuni anni pure in Turchia, in Grecia, in Portogallo, in Venezuela ed a Cipro e, più recentemente, in Argentina, Israele, India, Romania ed Iran (dove è attualmente in costruzione un'intera nuova città con

centinaia di edifici isolati sismicamente). Infine, le realizzazioni proseguono in Canada, Cile, Indonesia e Macedonia (che vanta la prima applicazione moderna dell'isolamento sismico). In alcuni dei paesi suddetti l'inizio delle applicazioni si deve a violenti terremoti e numerosi sono i casi di utilizzazione di dispositivi prodotti in Italia o di progetti italiani. [Martelli, Forni 2009]

3.2.1 Esempi progettuali nei diversi paesi

Giappone

Nel mondo attualmente la leadership, almeno per numero di applicazioni, è detenuta dal Giappone, con oltre 5000 applicazioni. L'isolamento sismico nel paese del Sol Levante prende il nome di Menshin, da "Men" che significa isolamento e "Shin" che sta per movimento sismico del suolo. Il Menshin è iniziato con un esperimento, la Yachiyodai Menshin House del gennaio 1983. Dopo questa esperienza molti altre sperimentazioni si sono succedute e dozzine di edifici Menshin sono stati progettati negli anni '80. Il boom della diffusione c'è stato a seguito di prove sul campo per gli edifici isolati, che hanno mostrato la loro reale, notevole, efficienza. L'esperienza di Kobe ha segnato un deciso passo avanti per questi sistemi, in quanto i danni subiti da edifici sismicamente protetti erano molto minori rispetto a quelli ordinari. Dopo Kobe sono stati progettati circa 100 edifici Menshin ogni anno, con applicazioni diffuse soprattutto nel settore residenziale e per uffici.

Attualmente in Giappone dei 5000 edifici sismicamente protetti ben 3000 sono abitazioni private; un dato, questo, particolarmente significativo e che aiuta a dare un'idea della diffusione avuta da queste soluzioni. Queste applicazioni si aggiungono alle svariate altre riguardanti ponti e viadotti ed alle strutture protette mediante dissipazione di energia (2700).

Il trend attuale in Giappone è di isolare anche gli edifici molto alti, così come innovativo è l'isolamento sismico comune a più edifici mediante un comune suolo artificiale (artificial ground). Il primo grattacielo sismicamente isolato lo si è avuto nel 2000, mentre il primo quartiere interamente isolato in maniera comune è del 2007. Da segnalare anche la diffusione dei sistemi a controllo di risposta per edifici privati e stabilimenti, così come l'intenzione di isolare sismicamente tutti i tipi di reattori nucleari.

Tra i sistemi più diffusi vi sono i dissipatori in gomma ad elevato smorzamento (HDRB), isolatori LDRB accoppiati con sistemi ausiliari e

dissipatori con piolo in piombo (LRB). Tra i sistemi ausiliari più diffusi vi sono gli smorzatori in acciaio e piombo. Gli smorzatori ad olio sono anch'essi usati di frequente, mentre cominciano ad diffondersi parecchio anche gli isolatori a scorrimento.

L'enorme diffusione dell'isolamento sismico in Giappone è dovuto alle 20 principali compagnie di costruzioni giapponesi che, di comune accordo, hanno cercato di favorire da subito questa tecnologia realizzando centri di ricerche con tavole vibranti, in modo da poter mostrare ai clienti i benefici del Menshin. A queste ricerche hanno fatto seguito una lunga lista di pubblicazioni, scientifiche e non, che potessero rendere noti i vantaggi di isolare sismicamente la propria abitazione. Non meno importante è stato anche il contributo di associazioni come la "Japan Society of Seismic Isolation (JSSI)" e "Architectural Institute of Japan (AIJ)".

Un altro, notevole, contributo alla diffusione del Menshin è stato il prezzo degli isolatori, notevolmente calato negli anni (da 10 000 a 2 000 yen, 5 volte meno). Particolarmente economici sono gli isolatori in gomma naturale, a basso smorzamento, che spiega anche il perché dell'ampio impiego di sistemi accoppiati LDRB più dispositivi ausiliari.

Il punto di riferimento dei giapponesi sono stati gli statunitensi, sia per le ricerche svolte nelle università occidentali, in particolare a Berkeley, sia per i codici di calcolo come Shake, sviluppato sempre a Berkeley, sia per l'esperienza dell'USC University Hospital di Los Angeles. Proprio grazie a quest'ultimo si è avuto un notevole incremento di applicazioni di isolamento sismico ad ospedali giapponesi, come l'Hoshigaura hospital realizzato prendendo a riferimento proprio quello americano.



figura 13. L'Hoshigaura hospital

Per quanto riguarda le applicazioni agli edifici alti c'è una limitazione legata ai periodi già elevati che possono dare luogo all'effetto di risonanza. Nel 1996, però, fu realizzato il Sendai MT Building, un edificio per uffici alto 85 metri e progettato con un permesso speciale del ministero. Il permesso fu rilasciato in quanto agli 1.8 secondi della struttura a base fissa furono raggiunti i 5 secondi della struttura a base isolata. L'isolamento sismico, infatti, è effettivo quando si raggiunge un rapporto tra i periodi pari a 2-3.

L'anno successivo fu registrato un altro esempio di Menshin ad edifici alti, si trattava del condominio San-nomaru, un edificio residenziale di oltre 60 m. Anche in questo caso, l'isolamento sismico fu efficace, con un periodo di 1.8s secondi portato a 4.2s. Questi interventi particolarmente positivi diedero un enorme contributo alla diffusione del Menshin e nel 2000 si isolò addirittura un edificio di 42 piani su 133 metri di altezza, il Kuzuha Building, con un periodo di 5.4 secondi comparato ai 3.1 secondi della sovrastruttura.

Tra le applicazioni più recenti vi è lo Yamanashi IT, un edificio di 3 piani di 9000 m² supportato solo da 4 isolatori su cui viene scaricato tutto il peso della struttura mediante un'opportuna configurazione della struttura reticolare. Gli isolatori impiegati sono del tipo LRB, ovvero con inserto in piombo, aventi un diametro di ben 1200 mm ognuno.



figura 14. Yamanashi IT in costruzione

Un aspetto particolarmente apprezzato, tanto dai progettisti nipponici quanto da quelli di tutto il mondo, è la possibilità di avere forme particolari in pianta, anche con notevoli eccentricità tra baricentro delle masse e centro delle rigidezze; mediante opportuna disposizione degli isolatori, infatti, si riesce a correggere l'eccentricità della sovrastruttura. Un esempio è il Sakai-Kaimachi, avente forma a L e struttura mista.

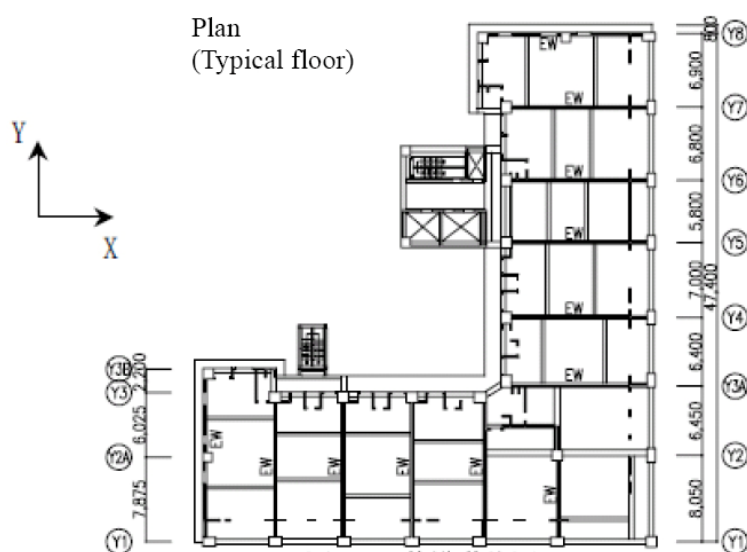


figura 15. Pianta del Sakai-Kaimachi

L'edificio è un condominio di 20 piani in cemento armato. La parte destra della struttura è costituita da telaio spaziale in acciaio (moment resistant frames), mentre la parte sinistra da shear walls, quindi senza isolatori l'unica soluzione sarebbe stata di separare le due parti. Il Menshin è stato realizzato

con isolatori ad elevato smorzamento (HDRB) con diametri dai 900 ai 1300 mm e isolatori a basso smorzamento (LDRB) misti a dispositivi ausiliari ad olio. L'intervento è stato particolarmente efficace in quanto il rapporto tra i periodi di sovrastruttura e base è di 6.05 (0.76 secondi contro 4.6).

Un edificio interessante è anche il Prada-Aoyama Building, in quanto evidenzia come sia possibile snellire la sovrastruttura una volta che ne viene disaccoppiato il moto rispetto al suolo. L'edificio è costituito da 7 piani fuori terra e 2 piani interrati, è alto 32.5 m e presenta un'area di 369 m² per piano per un totale di 2860 m². La struttura non presenta colonne, solo controventi snelli caricati sia dalle azioni orizzontali che verticali. Qualora fosse stato progettato senza isolamento i controventi sarebbero risultati insufficienti per lo spessore esiguo e le aperture eccessive, quindi la concezione architettonica si sarebbe dovuta adeguare alle esigenze strutturali; con il Menshin si è potuto non apportare modifiche lasciando intatto l'architettonico. L'edificio ha vinto sia il premio della Japan Structural Consultants Association (JSCA) che dalla già citata Japan Society of Seismic Isolation (JSSI).

Altra applicazione recente è la DT Tower di Tokyo (2003), una torre alta 130 m ed avente una superficie totale di 47613 m². L'isolamento è costituito da un misto di dispositivi LRB e dissipatori viscosi, raggiungendo un periodo di circa 4 secondi. La peculiarità di questo edificio sta nella trazione cui possono essere soggetti gli isolatori, fino ad allora proibita dalle normative sismiche.

Tornando al già citato artificial ground di Tokyo, nell'area di Sagamihara, l'applicazione si segnala per la sua straordinaria estensione: una platea in cemento armato di ben 12349 m². Al di sopra risiederanno 21 edifici residenziali aventi dai 6 ai 14 piani mentre al di sotto è stato previsto un parcheggio. L'isolamento sismico sarà costituito da 48 LRB di 1200 mm di diametro, 109 dispositivi a scorrimento con diametri variabili da 400 a 1200 mm e 85 isolatori a sfere portanti (Rotating Ball Bearings - RBB). Il sistema RBB si basa sull'impiego di sfere sufficientemente resistenti da poter essere considerate portanti. Le sfere sono contenute all'interno di ritegni e al di sopra di esse può scorrere la piastra del dispositivo isolatore. Figura 16

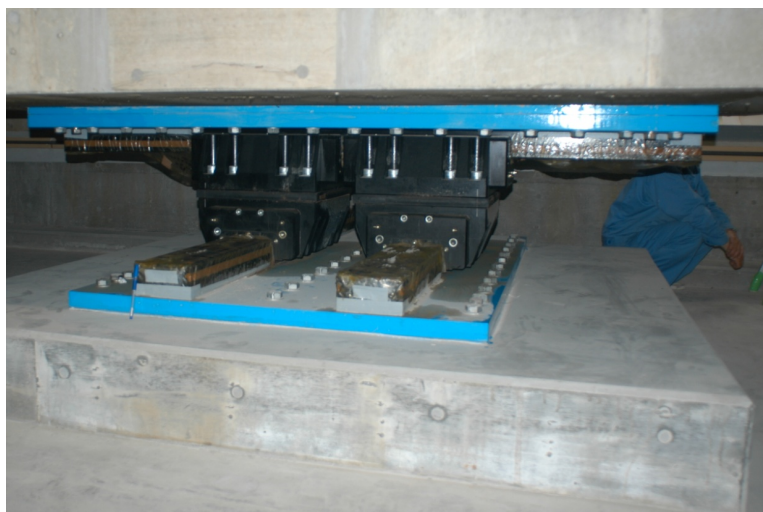


figura 16. Dispositivi RBB

Oltre a queste mega-applicazioni si registrano numerosi altri interventi su abitazioni private, anche di modeste dimensioni e limitata altezza (tipicamente due piani). Il sistema più comune, impiegato in circa 1300 casi, è costituito da 2 dispositivi a scorrimento SD e 4 isolatori elastomerici ad elevato smorzamento HDRB. Un secondo sistema molto diffuso consiste in speciali isolatori a sfere portanti BB accoppianti con smorzatori viscosi VD. Il diametro delle sfere più diffuso è pari a 130 mm con piatti di acciaio di 500 mm sul quale avviene il rotolamento. Il vantaggio di questi ultimi è che il periodo della sovrastruttura è indipendente dalla massa, quindi si possono impiegare anche per strutture molto leggere come case di legno.

Repubblica Popolare Cinese

Con i suoi 650 edifici isolati ed i 45 protetti da sistemi a dissipazione di energia, oltre ai numerosi ponti e viadotti, si è recentemente portata al secondo posto in classifica. La diffusione procede a passo spedito se si considera che nel 2005 erano gli edifici isolati erano 490 (+25%), di cui 270 erano in muratura. Sempre nel 2005 erano invece 25 gli edifici protetti con sistemi a dissipazione di energia (+44%).

Una pratica sempre più diffusa in Cina consiste nell'isolare non solo alla base, ma anche piani intermedi, in modo da poter sopraelevare oppure ammettere costruzioni con grandi asimmetrie che si sviluppano lungo

l'altezza. In figura 17 riportati i modelli in scala di alcuni edifici montati su tavole vibranti impiegati per provare varie disposizioni degli isolatori lungo l'altezza.

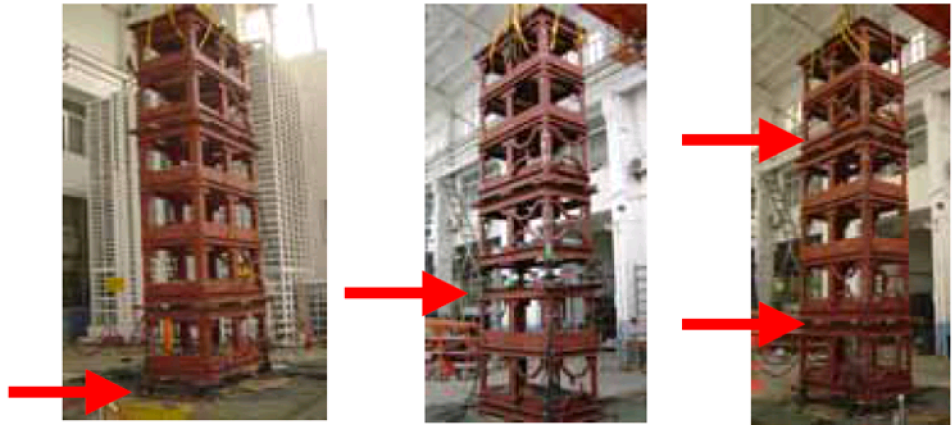


figura 17. Posizione degli isolatori in altezza su alcuni modelli di edifici in scala

Ancora più recente è il posizionamento degli isolatori in cima all'edificio, in modo da aggiungere uno o due piani che possano fungere da masse smorzanti (Tuned Mass Damper – TMD).

La macchina produttiva cinese lavora alacremente alla realizzazione di nuove applicazioni, nonostante una normativa parecchio penalizzante (anche se meno penalizzante rispetto a quella degli Stati Uniti). Tutti i progetti, inoltre, devono essere approvati da una commissione speciale.

Una delle prime applicazioni di controllo passivo delle vibrazioni la si è avuta a Shantou, nel lontano 1991; tale edificio superò anche una prova sul campo, riuscendo a sopportare bene un pesante terremoto avvenuto nel 1994. La protezione sismica in quel caso fu affidata ad isolatori elastomerici ad elevato smorzamento HDRB.

A seguito di questa esperienza si sono diffuse notevolmente nuove applicazioni, come quelle per il complesso di 60 nuovi edifici residenziali in muratura realizzati nella Cina occidentale nel 1996. Lo sforzo normale di progetto è di circa 15 MPa per isolatore, mentre l'azione orizzontale dovuta al sisma la si è potuta decurtare di 6 volte rispetto alle tecniche tradizionali di protezione sismica, ottenendo un risparmio di circa l'8% in termini di costi. Il

livello di sicurezza, invece, è aumentato di 4 volte rispetto alla configurazione a base fissa.

Uno dei progetti più interessanti in Cina è la Isolation House Building on Subway Hub, consistente in 50 edifici isolati tutti dai 7 ai 9 piani e collegati da una enorme sottostruttura di 2 piani; il progetto, locato nel centro di Pechino, è stato recentemente completato.

Attualmente è la più grande applicazione al mondo di isolamento sismico; l'area totale dei solai, infatti, misura ben 480.000 m². La sottostruttura misura 3 km² (1'500m x 2'000m) e contiene moltissime attrezzature ed infrastrutture, compresa una metropolitana. L'obiettivo era di sfruttare al massimo un'area dal valore molto elevato e di ridurre al minimo vibrazioni e rumori. L'isolamento sismico è stato particolarmente efficiente in quanto ha permesso di ridurre i costi di costruzione del 25%: grazie ad esso, infatti, è stato possibile aumentare di circa 3 piani in media i 50 edifici costituenti l'area, con un incremento di 100'000 m² di superficie. Lo sforzo normale per singolo isolatore è di circa 10 MPa, mentre il diametro più impiegato è il 700 mm. I test su tavola vibrante mostrarono un decremento delle azioni di 1/4 per la sovrastruttura e di 1/2 per la piattaforma rispetto alla configurazione a base fissa.

Non mancano ovviamente interventi su abitazioni private di più modeste dimensioni, siano esse in muratura, cemento armato o acciaio; anzi, l'aliquota relativa a questa destinazione d'uso è pari a circa il 70% degli interventi totali. L'isolamento sismico è quindi una tecnica matura e diffusa nella Repubblica Cinese; stando infatti agli studi di Zhou Fu Lin, ricercatore cinese, relativamente alle normative presenti, si hanno i seguenti vantaggi economici rispetto alle tecniche tradizionali di protezione sismica:

- per sisma di moderata intensità (0.125g al suolo): riduzione del costo del 3-10%;
- per sisma di media intensità (0.250g al suolo): riduzione del costo del 10-15%;
- per sisma di forte intensità (0.400g al suolo): riduzione del costo del 10-15%;
- per sisma di fortissima intensità (0.500g al suolo): riduzione del costo del 30-60%.

Nonostante la normativa penalizzante e la presenza di una commissione speciale, quindi, per vantaggi economici e livello di sicurezza l'isolamento sismico è particolarmente conveniente in Cina.

Federazione Russa

In Russia si nota una certa lentezza nell'adozione di nuovi sistemi, nonostante la notevole diffusione di applicazioni di isolamento. Sembra però che vi sia un nuovo vigore in questo settore e molti interventi sono previsti sia per edifici esistenti in muratura che da realizzare ex-novo.

Un impulso al settore è stato dato dai terremoti distruttivi avvenuti in alcune zone come l'Isola di Sakhalin, in Kamchatka, in Siberia e nel Caucaso settentrionale.

I nuovi progetti abbandoneranno finalmente gli isolatori in cemento armato a forma di fungo rovesciato, molto usati fino a poco tempo fa, per impiegare finalmente soluzioni occidentali. A tal proposito va segnalato che i grattacieli russi isolati ed in costruzione a Sochi utilizzeranno sistemi di produzione italiana.

La prima applicazione la si è avuta per una banca locata a Irkutsk, un edificio storico adeguato sismicamente. Successivi interventi si sono avuti per una scuola dell'Isola di Sakhalin, per lo State Concert Hall di Grozny, per la chiesa Kharlampiyevkaya di Irkutsk ed il National Drama Theater di Gorno-Altai, in Siberia.

Gli interventi elencati sono recenti e, come detto, sembra che l'isolamento sismico sia stato riscoperto, ma il settore è comunque notevolmente rallentato. Nel 2003, infatti, vi erano ben 500 edifici isolati in Russia, nel 2006 sono diventati solo 550 mentre adesso se ne contano circa 600.

Stati Uniti

Gli Stati Uniti restano fermi al quarto posto in questa classifica per diffusione del BIS. Le applicazioni sono circa 600-650, applicate sia ad edifici che a ponti e viadotti.

Questa diffusione lenta dell'isolamento sismico contrasta con l'ottimo comportamento "sul campo" mostrato dagli edifici isolati alla base a seguito del terremoto di Northridge del 1994. Un'esperienza simile a quella

Giapponese di Kobe, quindi, ma che ha portato a risultati quantitativamente diversi.

A limitare la diffusione di nuove applicazioni è una normativa eccessivamente penalizzante e per tale motivo gli edifici isolati restano circa 100-200, anche se molti progetti – di adeguamento sismico – sono stati particolarmente importanti.



figura 18. Lo USC Hospital

Tra i primi edifici sismicamente isolati vi sono una caserma dei vigili del fuoco realizzata nel 1990 e la University of Southern California (USC) completata nel 1991, entrambi progettati con dispositivi HDRB. Soprattutto sul secondo edificio si è concentrata

l'attenzione degli esperti del settore, grazie all'ottimo comportamento mostrato durante il già citato sisma di Northridge del 1994; addirittura, mentre gli edifici vicini venivano distrutti ed un altro ospedale a poca distanza dovette bloccare gli accessi ai pazienti, lo USC Hospital rimase completamente operativo, al punto da eseguire e portare a termine un'operazione al cervello.

Attualmente i principali edifici isolati sono locati in California, ma ci sono applicazioni anche in altri stati, come Utah, Oregon, Washington, Nevada e Tennessee. Tra le recenti applicazioni vi sono quelle destinate alla difesa civile, come l'Emergency Communication Center di San Diego, un edificio di 2 piani con struttura a telaio spaziale in acciaio isolata sismicamente mediante 40 isolatori ad elevato smorzamento forniti dalla Bridgestone Industrial Rubber Products. E ancora: il 911 Emergency Communication Center di San Francisco, il Washington State Emergency Operations Center locato a Camp Murray, il Long Beach Emergency Services Center, il Public Safety Building

di Berkeley, il Water Quality Laboratory di Portland, il Traffic Management Center di Kearny Mesa e l'AutoZone Headquarters di Memphis.

Tra le strutture religiose vi è la Cathedral of Our Lady of the Angels di Los Angeles, una costruzione di più di 3000 posti a sedere progettata da José Rafael Moneo. Per l'isolamento sismico sono stati impiegati circa 200 HDRB e dispositivi a scorrimento.



figura 19. Cathedral of Our Lady of the Angels

Importantissima applicazione è stata quella del Berry Street Project, da considerarsi tra i più importanti interventi di isolamento sismico al mondo in quanto lo scopo è la realizzazione di una sopraelevazione di due piani isolati alla base, sui tre piani già esistenti.

Il progetto ha avuto inizio nel 2007 e prevedeva appunto la realizzazione di due piani di circa (150.000sqft) sulla copertura dei tre piani esistenti. In fase di studio di fattibilità del progetto è stato dimostrato che i due piani si comporterebbero come un tuned mass damper gigante. Sono stati impiegati 88 dispositivi, di cui 34 LRBs and 54 elastomeric slider bearings.



figura 20. Berry St. building

In tabella 6 si riportano i dati riassuntivi dell'intervento

Dati edificio	
Nome	The Berry Street Project
Città	185 Berry St. San Francisco (USA)
Area ingombro in pianta	6 690 m ²
Area totale sottostruttura (3 piani)	20 070 m ²
Area massima totale sovraelevabile	4 645 m ²
Numero di piani	Sottostruttura esistente: 3 Sovrastruttura da elevare: 2
Struttura piani esistenti	Telaio spaziale in cemento armato
Struttura piani da realizzare	Telaio spaziale in acciaio
Tipologia di fondazione	Plinti su pali
Progetto struttura	Simpson Gumpertz & Heger
Progetto architettonico	HOK

Sistema di isolamento	
Tipo	Elastomerici con piolo in piombo (LRB) in 2 taglie Elastomerici a scorrimento
Numero di dispositivi	87 (33+54)
Diametro LRB	45 in. (1 143 mm) 24 in. (610 mm)
Massimo carico verticale testato	6 000 ton
Massima forza laterale testata	1 000 ton
Massimo spostamento impresso	48 in. (1 219 mm)

Tabella 6. Dati progetto 185 Berry St. building addition

Tra le applicazioni si ritrovano ancora: Aircraft Simulator Test Facility di Salt Lake City, la Kaiser Regional Data Center di Corona, il Pixar Center di Emeryville, la Insurance Company Data Center di Seattle, la Titan Solid Rocket Motor Storage alla base aerea di Vandenburg, la Microchip Fabrication Facility alla Newport Beach, la San Francisco Public Library, il San Francisco Airport di San Bruno, la Hayward City Hall, ecc. Tra gli interventi di adeguamento sismico vanno citati: Asian Art Museum di San Francisco, Hearst Mining Memorial Building di Berkeley, il Long Beach Hospital, l'Hoag Memorial Hospital Nursing Tower di Newport Beach, la Kerkhoff Hall dell'Università della California di Los Angeles, la Mackay School of Mines di Reno, la Rockwell International Corporation Headquarters di Seal Beach, la Seattle Standpipe & Water Tank di Seattle, ecc.

I sistemi di isolamento sismico impiegati sono stati elastomerici ad elevato smorzamento HDRB ed isolatori con piolo in piombo. In pochi casi si è fatto uso di dispositivi a scorrimento, dispositivi viscosi ed altri tipi di smorzatori. Il progetto di questi interventi ha previsto spesso resistenze per sismi di elevata intensità, come nel caso dell'Emergency Communication Center della California, pensato per resistere ad una magnitudo superiore a 8. Al contrario di quanto avviene in Cina, negli USA gli isolatori sismici sono parecchio costosi e di conseguenza sono poche le applicazioni destinate ad edifici residenziali. Tra queste si citano gli appartamenti residenziali della Marina di San Francisco, le cui fondazioni furono danneggiate dal terremoto del 1989 di

Loma Prieta e le due nuove residenze a West Los Angeles, protetti con dispositivi di isolamento 3D.

3.3 APPLICAZIONI IN ITALIA

Le applicazioni dei moderni sistemi antisismici sono iniziate nel 1975 per i ponti ed i viadotti e nel 1981 per gli edifici, cioè 4 anni prima del Giappone e degli USA. Gli edifici isolati sismicamente già completati od in fase di completamento risultano ora una settantina. Si tratta di edifici sia strategici o pubblici, sia residenziali, situati non solo nelle aree più sismiche, ma anche in zona sismica 3 (ad esempio, in provincia di Bologna).

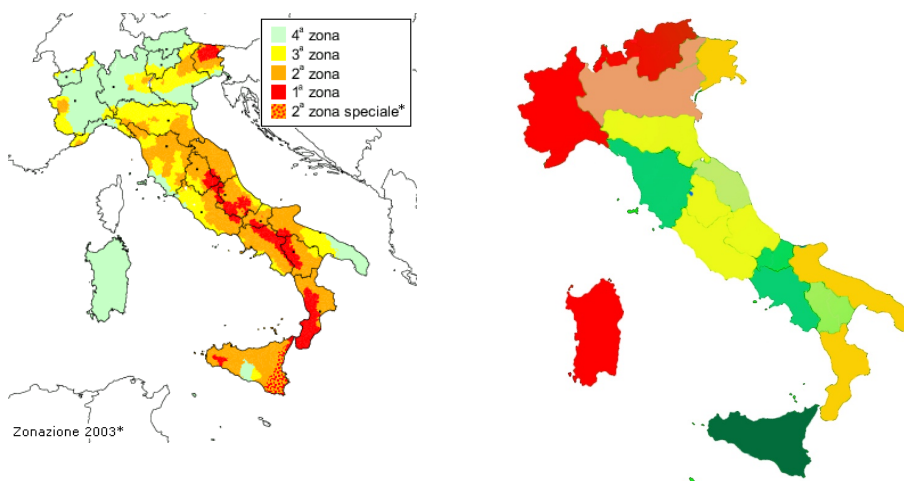


figura 21. Distribuzione geografica del BIS in Italia

Dall'analisi della distribuzione geografica risulta che le applicazioni non riflettono fedelmente l'attività sismica della penisola, ovvero il numero di edifici isolati non è sempre proporzionale all'accelerazione sismica di progetto prevista dalle norme. La Sicilia ad esempio, non è la regione con la più alta attività d'Italia, ma detiene la leadership per numero di applicazioni (14); seguono la Campania (9), il Molise (8), e sorprendentemente la Toscana (8), a seguire le Marche (6), la Basilicata (5) e poi Umbria, Abruzzo ed Emilia-

Romagna. (tutte con 2 applicazioni). Tale fenomeno è probabilmente legato al Know-how locale.

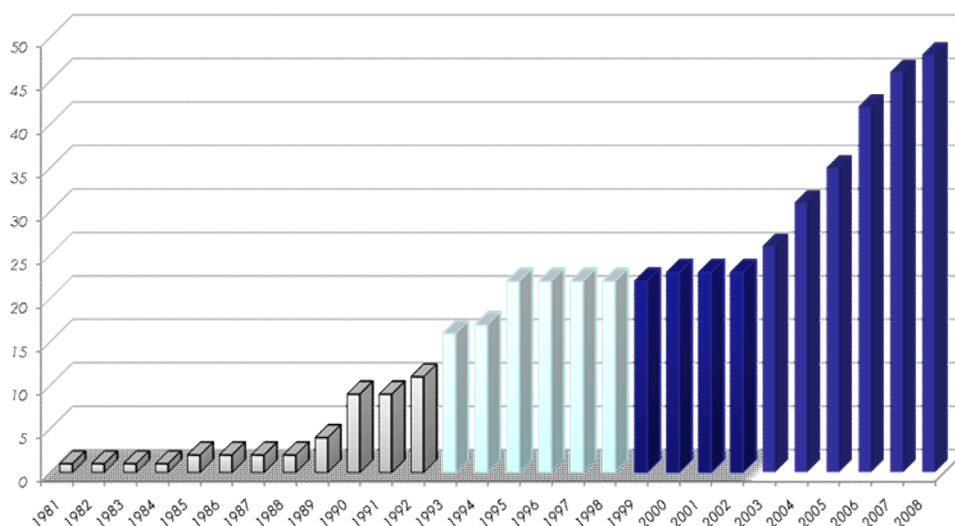


figura 22. Edifici isolati in Italia

Particolare attenzione è giustamente dedicata, in Italia, oltre che all'isolamento sismico dei nuovi ospedali e degli edifici rilevanti per la protezione civile, a quello delle scuole, settore in cui 15 realizzazioni sono già in corso. Numerosi, però, sono ormai anche gli edifici residenziali italiani sismicamente isolati, ora pure privati: ciò si deve anche ai costi aggiuntivi di costruzione limitati, se non addirittura nulli, derivanti dall'uso della nuova normativa sismica, che, giustamente, permette di tener conto della netta diminuzione delle azioni sismiche nel dimensionamento sia della sovrastruttura che delle fondazioni. In Italia, sebbene il numero degli edifici protetti da sistemi e dispositivi antisismici sia tutto sommato ancora limitato, vi è stato un incremento significativo del numero delle applicazioni completate negli ultimi anni (con i primi retrofit di edifici con l'isolamento) e, soprattutto, delle nuove realizzazioni in corso od in progetto.

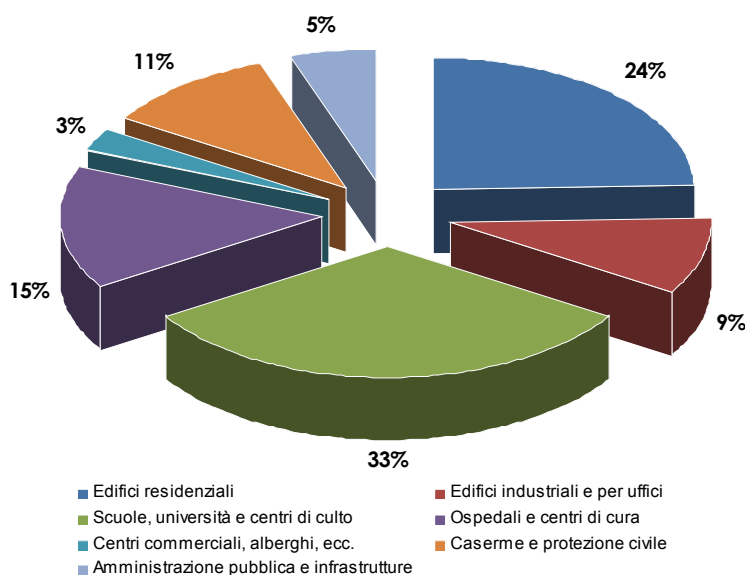


figura 23. ripartizione per destinazione d'uso degli interventi in Italia

L'incremento significativo del numero delle realizzazioni e dei progetti italiani di strutture protette dai sistemi e dai dispositivi suddetti dopo l'entrata in vigore dell'OPCM 3274/2003 conferma che è il fattore chiave per l'affermazione di tali sistemi e dispositivi è la disponibilità di una normativa adeguata.

Va comunque sottolineato che, anche nel nostro paese, le prime applicazioni dei sistemi e dei dispositivi antisismici sono state effettuate a seguito di due violenti terremoti (quello del Friuli del 1976 e quello Campano-Lucano del 1980) e che alla ripresa delle applicazioni alla fine degli anni '90 hanno certamente contribuito prima il terremoto delle Marche e dell'Umbria del 1997-98, poi quello del Molise e della Puglia del 2002.

È da ricordare che, in considerazione dell'elevatissimo grado di efficacia ed affidabilità dell'isolamento sismico, ormai riconosciuto a livello sia nazionale che internazionale, già da alcuni anni si è proposto un progetto per verificare l'applicabilità di tale tecnica persino per proteggere il David di Michelangelo. Questo capolavoro, infatti, è molto vulnerabile alle vibrazioni sia sismiche che ambientali, a causa delle profonde ed estese fessurazioni che esso presenta in corrispondenza delle caviglie. La suddetta proposta, fino a poco tempo fa rimasta inascoltata (nonostante la gravità del problema e l'urgenza di

risolverlo) è stata finalmente portata di recente all'attenzione del Ministero per i Beni e le Attività Culturali.

3.3.1 Applicazioni

L'Italia rappresenta un'eccellenza a livello mondiale. Solo in Campania, si contano tre delle più importanti applicazioni europee: il centro polifunzionale di Soccavo (NA), il Quartier Generale del Comando delle Forze Armate Nato a Lago Patria (NA) ed infine, il complesso ospedaliero di Ponticelli (NA).

La storia italiana dell'isolamento sismico ebbe inizio negli anni 70, in particolare è il 1976, con il terremoto in Friuli, che si ebbe una pietra miliare. Tra tutte le opere in costruzione nel tratto autostradale Udine-Carnia l'unica a non aver subito danni fu il viadotto di Somplago, grazie ad una protezione sismica basata sull'isolamento. La soluzione era semplice, ma si rivelò estremamente efficace.

Nel 1990 furono emesse le *“Istruzioni per la progettazione antisismica dei ponti con l'impiego di dispositivi isolatori/dissipatori”*, tra le prime al mondo. Il viadotto di Somplago e le istruzioni successive diedero una tale spinta al settore che in 10 anni, dal 1983 al 1993, vi furono 150 nuove applicazioni, con circa 150 mila metri lineari di impalcato.

Non si può dire lo stesso per gli edifici, delle numerose proposte progettuali, infatti, solo 15 si concretizzarono effettivamente. Sostanzialmente il problema risiedeva nella mancanza di una normativa di riferimento e di un complesso iter necessario per ottenere l'approvazione dei progetti da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Solo nel 1993 si ebbero le prime *“Linee Guida per il progetto di edifici con isolamento sismico”*, grazie al Servizio Sismico Nazionale (SSN). Dopo altri 5 anni, nel 1998, furono emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [C.S.LL.PP.] le *“Linee Guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo delle opere isolate dal sisma”*.

Tra le applicazioni, va anzitutto citato il Quartier Generale dei Vigili del Fuoco, realizzato nel 1981; sia per la struttura, che per il sistema d'isolamento il progettista fu il prof. Federico Massimo Mazzolani della facoltà di Ingegneria della Federico II di Napoli. La struttura, di 5 piani, fu prevista poggiante su 24 isolatori in neoprene e teflon. La struttura, originariamente progettata per soli carichi verticali, dopo il terremoto Campano Lucano del 1980, venne isolata in corso d'opera



figura 24. Primo edificio isolato in Italia, Centro operativo dei Vigili del Fuoco di Napoli, 1981.

Il sistema di isolamento risulta composto da isolatori elastomerici abbinati a dissipatori di energia elastoplastici (figura 22). Il sistema di isolamento è disposto alla sommità delle torri in cemento armato che sostengono la struttura reticolare di sospensione dell'edificio.

Nel 1985 ci fu un'altra applicazione, sempre a Napoli e sempre ad opera del prof. Federico Massimo Mazzolani: l'edificio della Brigata Mobile dei Vigili del Fuoco. La struttura, di 4+2 piani, era in acciaio e poggiava su 24 dispositivi misti ad isolamento e dissipazione.

Nel 1989 fu la volta di un Centro Civico della INAIL realizzato ad Ancona, Monte D'Ago, ad opera della Gen. Edil. S.p.A. su progetto dell'ing. Fabrizio De Miranda. La struttura di 4 piani fu realizzata poggiante su 12 dispositivi in gomma neoprene armata di 900 mm di diametro e 180 mm di altezza, di cui 120 di solo neoprene. Lo spostamento di progetto ammontava a 52 mm, con una deformazione a taglio di progetto del 43%.

Nel 1990, con l'impiego degli isolatori ad Ancona nell'attuale sede amministrativa della Telecom. Il progettista dell'edificio, di 8 piani in cemento armato e completato nel 1989, era G. C. Giuliani. Furono impiegati 61 isolatori elastomerici ad elevato smorzamento (HDRB) di 500 e 600 mm.

L'altezza dei dispositivi era di 207 mm totali, di cui 144 di sola gomma. Lo spostamento di progetto era pari a 140 mm, con il 100% di deformazione a taglio di progetto.

Ad Ancona, sempre nel 1992, ci fu un'altra applicazione per il Nucleo Arruolamento Volontari della Marina Militare. L'edificio doveva servire da centro medico. I progettisti, sia della struttura che degli isolatori, erano Antonucci, Giacchetti e Mancini. Per l'edificio, di 2 piani, furono impiegati 44 dispositivi elastomerici ad elevato smorzamento aventi uno spostamento di progetto di 98 mm ed un carico verticale di progetto di 1115 kN.

L'anno seguente, 1993, si hanno 2 applicazioni ad Augusta, Siracusa. La prima riguarda il Centro Medico Legale della Marina Militare, realizzato da Antonucci, Giacchetti e Mancini e completato nel 1994. L'edificio, di 3 piani in cemento armato, fu previsto poggiante su 24 isolatori HDRB aventi uno spostamento di progetto di 185 mm con un carico verticale di progetto di 818 kN. I progettisti dell'edificio si occuparono anche del progetto degli isolatori. La seconda applicazione, sempre ad Augusta, riguarda degli edifici residenziali per la base della Marina Militare. I progettisti – Antonucci, Giacchetti e Mancini – si occuparono dell'edificio in cemento armato di 4 piani e dei 48 isolatori HDRB aventi uno spostamento di progetto di 160 mm con un carico verticale di progetto di 515 kN.

L'anno seguente, 1994, è la volta di Messina, con l'applicazione degli isolatori sismici al Centro Radar per il controllo del traffico sullo stretto.

Nel 1995, a Potenza, si concluse un periodo ricco di interventi per l'isolamento sismico con l'installazione di dispositivi elastomerici per l'Università della Basilicata. Braga, Grimaldi e Dolce (nella veste di consulente per l'isolamento sismico) progettarono sia la facoltà di agraria che il dipartimento di matematica. La prima consisteva di 5 edifici, di cui 4 isolati sismicamente; di questi 2 erano di 5 piani ed altri 2 erano di 6 piani, per aree di 54×18 e 41.4×18 m (15200 m^2 totali per i 4 blocchi isolati). Per il complesso, realizzato in cemento armato, furono impiegati in totale 132 isolatori elastomerici ad elevato smorzamento, di lato pari a 500 e 800 mm, con 350 mm di altezza totali, di cui 190 di sola gomma. Lo spostamento di progetto era di 170 mm, con il 90% di deformazione a taglio e 400 kN di carico verticale di progetto.

La seconda struttura, il dipartimento di matematica, era ancora in cemento armato e furono impiegati 89 isolatori elastomerici HDRB di lato 500 e 750 mm, per un'altezza totale di 350 mm, di cui 190 di sola gomma.

Con il 1995, come detto, si concluse un periodo molto positivo per l'isolamento sismico, con l'Italia che nel frattempo aveva assunto la leadership mondiale nel settore.

Passarono 5 anni, però, prima di vedere una nuova applicazione: nel 2000 fu commissionata dalla ATER (Azienda Territoriale per l'Edilizia Residenziale) la costruzione di due edifici a Rapolla, Potenza il cui progetto era risalente al 1995. Dei due edifici uno era di tipo tradizionale ed un altro isolato alla base. I due edifici erano situati in zona sismica di prima categoria ed erano contigui e perfettamente identici. L'isolamento sismico ha previsto l'adozione di dispositivi posti tra il reticolo di fondazione – costituito da travi rovesce 120x120x60x40 cm – ed un grigliato superiore - formato da travi 70x80. La struttura fu isolata con 28 isolatori cilindrici in neopreme armato ad alto smorzamento (HDRB). Il diametro degli strati di gomma era di 500 mm, mentre quello degli strati di acciaio era di 480 mm, con un'altezza totale di 242 mm con 136 mm di gomma. La massima deformazione tangenziale di progetto era pari al 134%, per uno spostamento di 18 cm, mentre la massima portata verticale era pari 1500 kN.

Per quanto riguarda il periodo si ottenne:

- $T = 2.0$ sec per struttura a base isolata;
- $T = 0.8$ sec per struttura a base fissa.

Il fattore di riduzione delle accelerazioni, direttamente collegato alle forze d'inerzia agenti, è dato dal rapporto tra le ordinate spettrali:

$$\left(\frac{2.0}{0.8}\right)^{2/3} = 1.84$$

Non solo, perché bisogna considerare le capacità dissipative della mescola impiegata per il calcolo, la quale era in grado di fornire uno smorzamento equivalente pari ad almeno il 10%, quindi una riduzione della risposta quantificabile in un 20÷40%. Volendo essere cautelativi, si ottenne una

riduzione complessiva di $1.84 \cdot 1.20 = 2.20$. Nonostante la notevole riduzione applicabile, però, si scelse di mantenere la struttura nelle sue dimensioni originarie, uguali a quella a base fissa, in modo da avere un ampio margine di sicurezza nei confronti del sisma. Un aspetto importante riguarda la modellazione: il calcolo della struttura fu effettuato modellando gli isolatori come elementi elastici di rigidezza pari a quella efficace, ovvero la rigidezza secante in corrispondenza dello spostamento di progetto. Altro elemento tenuto in considerazione fu il massimo spostamento della struttura, la quale non doveva venire a contatto con elementi fissi; così, a fronte di uno spostamento massimo previsto di 18 cm, fu previsto un distanziamento di 30 cm rispetto ai muri di contenimento perimetrali.

Al di sopra dei 28 isolatori elastomerici posti alla base dell'edificio, sono state montate in serie delle slitte a basso attrito in acciaio/teflon in modo tale da poter usare, per ogni singolo appoggio, o la parte elastomerica o la parte scorrevole. Il passaggio da un sistema all'altro avviene bloccando alla traslazione orizzontale la parte elastomerica, mediante dei controventi in acciaio, e sbloccando la parte scorrevole mediante lo smontaggio di apposite boccole.

Il 2000 segna una data importante per la diffusione dell'isolamento sismico in Italia, dopo l'introduzione del testo normativo OPCM3274/2003 si registra un incremento notevole delle applicazioni, tanto più a seguito degli eventi sismici che hanno colpito il Paese (figura 25).

Dopo Rapolla, si sono avuti infatti 22 interventi e 40 circa sono le applicazioni in costruzione od in progetto: in due anni circa si avranno più edifici isolati di quanti ne siano stati realizzati in 10 anni. Si contano in definitiva, 73 applicazioni tra realizzato ed in progetto, con un totale di 111 edifici (alcune applicazioni constano di più edifici):

- Sicilia 14 applicazioni
- Campania 9 applicazioni
- Molise, Toscana 8 applicazioni
- Marche 6 applicazioni
- Basilicata 5 applicazioni
- Umbria, Abruzzo, Emilia-Romagna 4 applicazioni
- Lazio 3 applicazioni

- Puglia, Calabria, Friuli 2 applicazioni
- Lombardia, Veneto 1 applicazione

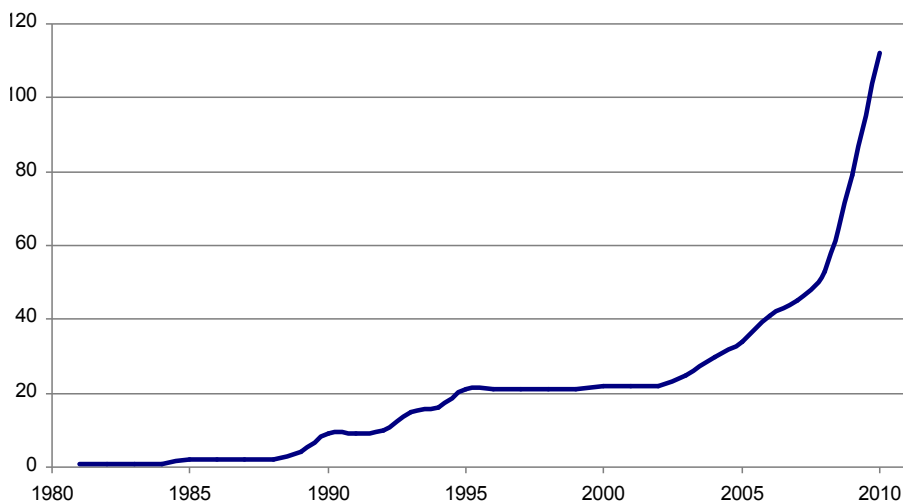


figura 25. Andamento annuo del BIS in Italia.

Dall'osservazione dettagliata (non completamente riportata per ragione di sintesi) delle applicazioni sopra citate relativa ai dati di progetto, disegni, etc...è possibile desumere alcune tendenze generali nell'impiego di sistemi di protezione sismica passiva in Italia:

- sono molto più diffuse le applicazioni che prevedono dispositivi accoppiati:scivlatori ed elastomerici;
- in media, i diametri impiegati variano dal 400 al 600 con il 500 largamente impiegato, pur non mancando applicazioni di strutture complesse, soprattutto quelle ospedaliere, che prevedono diametri 800;
- il periodo di isolamento non è altissimo, mediamente intorno ai 2s: Ospedale S. Carlo di Potenza (2.87s), la centrale operativa di PC di Foligno (2.62s), edifici IACP di Solarino (2.59s), edifici in muratura di Corciano (2.12s), villetta bifamiliare di Gricignano di Aversa (1.45s).
- lo spostamento massimo è di circa 200-250mm, con eccezioni quali gli edifici in muratura di Corciano (167mm) o la centrale operativa PC di Foligno (405mm);

- l'altezza degli edifici non è eccessiva, solitamente strutture di 3-4 piani, fatta eccezione degli ospedali di Udine, Napoli e Potenza.

Si chiude la descrizione dei principali interventi di isolamento sismico in Italia, con due applicazioni che la pongono come Eccellenza a livello Mondiale: l'Ospedale del Mare di Ponticelli (NA) ed il progetto C.A.S.E. a L'Aquila.

Complesso ospedaliero di Ponticelli (NA)

L'Ospedale del Mare è un complesso ospedaliero costituito da diversi edifici tra cui:

- Edificio ospedaliero
- Edificio con centro commerciale
- Edificio con acceleratore lineare
- Pronto soccorso
- Edificio direzionale
- Albergo

Tra questi solo l'edificio ospedaliero con annesso pronto soccorso è isolato alla base ed è oggetto del presente lavoro. Tale struttura presenta una forma piuttosto regolare in pianta costituita da un anello a forma quadrata di dimensioni 150 x 150 m e con angoli smussati. [Cosenza et al. 2009]

Dal punto di vista altimetrico l'edificio consta di due parti di diversa altezza. Il primo blocco, di 32 m, è costituito da 8 piani mentre il secondo è alto 13 m con un totale di soli 3 piani. Un piano interrato è comune ad entrambi i blocchi di fabbrica. La struttura è di tipo intelaiata in c.a. e gli interpiani sono tutti compresi tra 3.50 e 3.90m.

Con 327 isolatori sismici di tipo HDRB, 24 slitte un corrispondenza degli elevatori, oltre 100.000 tonnellate di peso in condizioni sismiche e distanza tra i punti più distanti dell'impalcato pari a circa 205 m, la struttura in esame può definirsi come il record europeo dell'isolamento sismico. In particolare, sono stati inseriti 122 isolatori con diametro 600, 108 con diametro 650 e 122 isolatori con diametro 600.

La distribuzione dei dispositivi, riportata in figura 26, in cui i colori rosso, verde e blu rappresentano rispettivamente gli isolatori di diametro 600, 650 e 800mm, è governata dalla distribuzione dei carichi sulla struttura ed è

adoperata per ottenere una tensione di lavoro pressoché uniforme su tutti gli isolatori; ne consegue, pertanto, anche una sostanziale coincidenza del baricentro delle masse e delle rigidezze e quindi, un comportamento dinamico ottimale dell'intera struttura. [Cosenza et al. 2009]

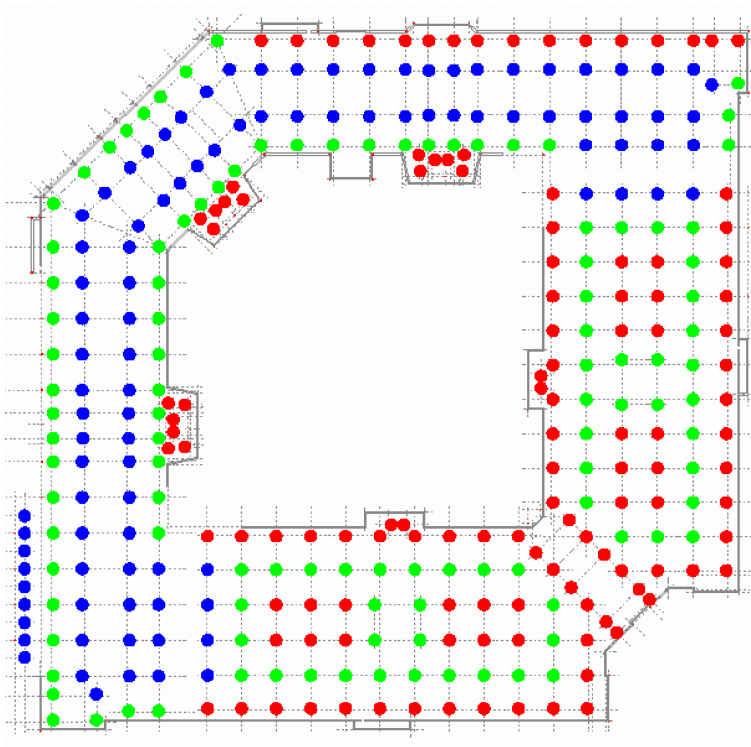


figura 26. Distribuzione planimetrica degli isolatori.

La struttura dell'edificio ospedaliero è stata modellata agli elementi finiti come un telaio spaziale in c.a. Sono stati utilizzati elementi monodimensionali tipo “beam” per discretizzare sia le travi che le colonne. Per le piastre sono stati utilizzati elementi tipo “shell”. La discretizzazione è stata effettuata tramite il SAP2000 (CSI, 2003) noto programma di calcolo agli elementi finiti per le analisi statiche e dinamiche delle strutture. I solai del telaio spaziale sono stati modellati come diaframmi deformabili per la presenza di ampie aperture per i giardini pensili. Il comportamento dell'impalcato è stato assunto comunque di tipo a membrana (rigido nel piano medio) per ciascun

campo costituente il solaio. Di conseguenza, il modello dinamico della struttura presenta masse concentrate in corrispondenza di tutti i nodi strutturali e gli effetti della torsione accidentale non sono stati tenuti conto in quanto il centro di massa globale di ogni impalcato non può essere definito dall'utente. Il sistema di isolamento sismico alla base è stato simulato attraverso elementi molle di opportuna rigidezza laterale, posizionate in corrispondenza del livello di fondazione.

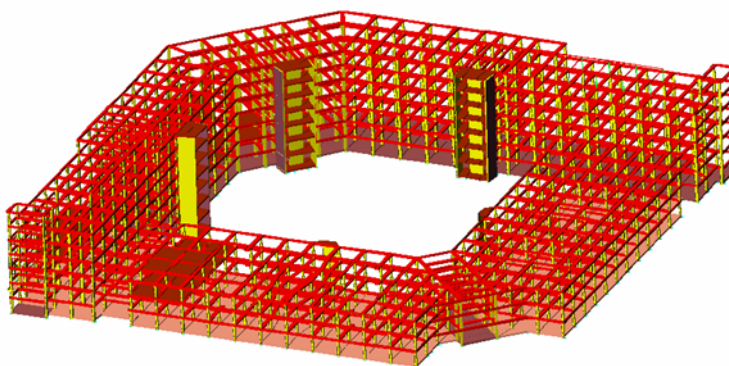


figura 27. Modello agli elementi finiti dell'ospedale del Mare.

Sono stati utilizzati due diversi modelli di comportamento dei dispositivi di isolamento. In entrambi i casi, tali modelli sono stati tarati su dati di prove in laboratorio eseguite su dispositivi in scala reale.

Nel primo caso il comportamento non lineare degli isolatori è stato simulato con un modello lineare caratterizzato da rigidezza secante e smorzamento equivalente.

Per il modello non lineare si è utilizzato un legame forza-spostamento di tipo elasto-plastico incrudente tarato in modo da avere spostamento massimo allo SLU dell'OPCM pari a quello calcolato con il modello lineare ed energia dissipata per isteresi corrispondente ad uno smorzamento equivalente pari al 15%.

Si riportano i dati significativi dell'intervento nelle tabelle che seguono.

Zona sismica	II categoria (0.25g)
Suolo	B (S = 1.25)
Profilo stratigrafico	Uniforme
Velocità delle onde di taglio, V_{S30}	Compresa tra 360 e 800 m/s
N_{SPT}	> 50

Tabella 7. Dati progetto ospedale del mare: suolo.

Area totale	144x144 m ²
Numero di piani	Edificio A:3 ; Edificio B:8
Altezza	Edificio A:13m; Edificio B:29m
Sistema strutturale	Telaio spaziale in cemento armato
Periodo a base fissa, T_{fix}	1.22s
Periodo a base fissa, T_{isol}	2.50s

Tabella 8. Dati progetto ospedale del mare: edificio.

Tipo di dispositivi	Elastomerici HDRB
Numero di dispositivi	327
Smorzamento viscoso equivalente	15%
Periodo T_{is}	2.37s
Accelerazione spettrale	0.078g
Diametro	660mm-650mm-800mm
Modulo elastico a taglio	0.80Mpa per $\phi 600$ 1.40Mpa per $\phi 650$ e $\phi 800$
Rigidezza orizzontale	1.51KN/mm per $\phi 600$ 2.98KN/mm per $\phi 650$ 4.89KN/mm per $\phi 800$
Rigidezza verticale	11802KN/mm per $\phi 600$ 2472KN/mm per $\phi 650$ 43949KN/mm per $\phi 800$
Fattore di forma primario	24.58 per $\phi 600$ 26.67 per $\phi 650$ 24.69 per $\phi 800$
Spostamento di progetto	204mm

Tipi di mescola	Normale
Deformazione massima a taglio	350%
Resistenza a compressione	15500KN/m ²
Massa partecipante	80% al primo modo 95% al secondo modo

Tabella 9. Dati progetto ospedale del mare: struttura isolata.



figura 28. Fasi costruttive dell'ospedale del Mare.

Progetto C.A.S.E. L'Aquila

Dopo il terremoto del 6 aprile 2009 è stato messo a punto il Piano C.A.S.E. (Complessi Antisismici Sostenibili ed Ecocompatibili), un progetto per rispondere all'esigenza di un alloggio, provvisorio ma di qualità. Al di là delle caratteristiche espresse dall'acronimo le C.A.S.E. sono Durevoli, né temporanee né definitive, o meglio le due cose insieme.

I numeri prevedono 4.000 appartamenti che verranno consegnati entro dicembre ed altri 600: entro gennaio, per 4.600 alloggi in totale che ospiteranno oltre 17000 persone. Si dovranno realizzare 183 piastre antisismiche, ciascuna delle quali prevede una superficie abitabile di 1.800 mq, per 25-30 appartamenti e 36 posti auto.

Si tratta quindi, di edifici-tipo da 25-30 appartamenti, sviluppati su tre piani con base 12×48, raggruppati a 3, a 10, a 20 in una ventina di aree sparse nelle molte frazioni del comune: Bazzano, Cese di Preturo, Sant'Antonio, Paganica, Sant'Elia, Tempera, Sassa, Camarda, Civita di Bagno, San Giacomo, Collebrincioni e altri.

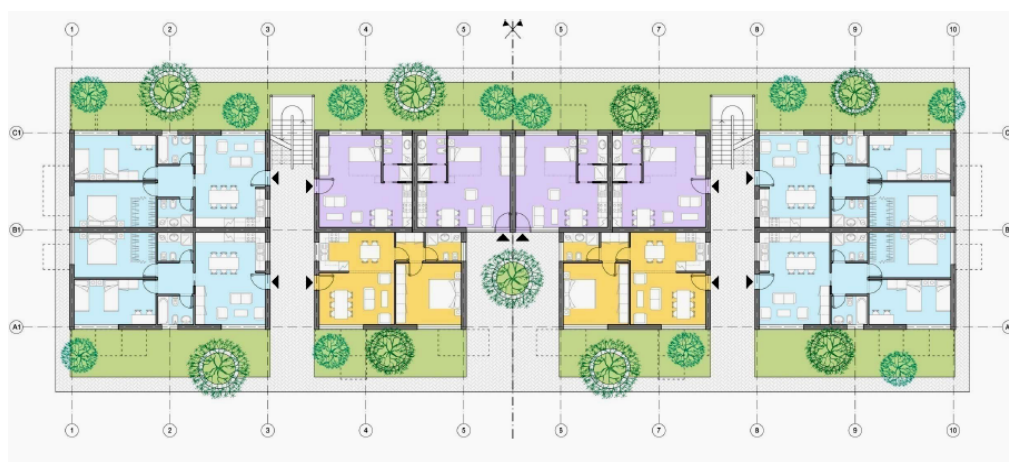


figura 29. Pianta piano terra degli alloggi tipo progetto CASE.

Per questa operazione sono stati espropriati finora 160 ettari di territorio, per lo più suolo agricolo: o meglio, sono stati occupati estensivamente, ma saranno espropriate solo le aree effettivamente utilizzate, il resto sarà restituito ai proprietari.

I cosiddetti “New Villages” che ne vengono fuori si configurano quindi come degli assemblages di residenze basse, affiancate da un centro polivalente per i servizi e in molti casi affacciate su un bellissimo panorama. Le palazzine, identiche per dimensione e tipologia, cambiano aspetto e materiali a seconda dell'impresa che le realizza (ce ne sono 16 diverse): a ringhiera o con i balconi, con elementi prefabbricati in legno, calcestruzzo o strutture metalliche rivestite.

Quello che non cambia sono le piastre, misura e fondamento di tutta l'operazione. Sono come dei grossi wafer di calcestruzzo fortissimo, due piattaforme da 1000mq separate da pilastri in acciaio o in cemento di ordine gigante e dagli isolatori antisismici, dei capitelli la cui tecnologia permette alla struttura superiore di oscillare orizzontalmente fino a un'ampiezza di 26 cm.



figura 30. Modello 3D degli alloggi tipo progetto CASE.

Come si osserva dalla figura 30 l'idea è semplice: vi è una prima piastra su cui sono disposti i pilastri con maglie regolari 6m x 6m, su cui viene disposta la seconda piastra, poggiata su 40 isolatori, che ospita gli alloggi, come illustrato nella pianta di figura 31.

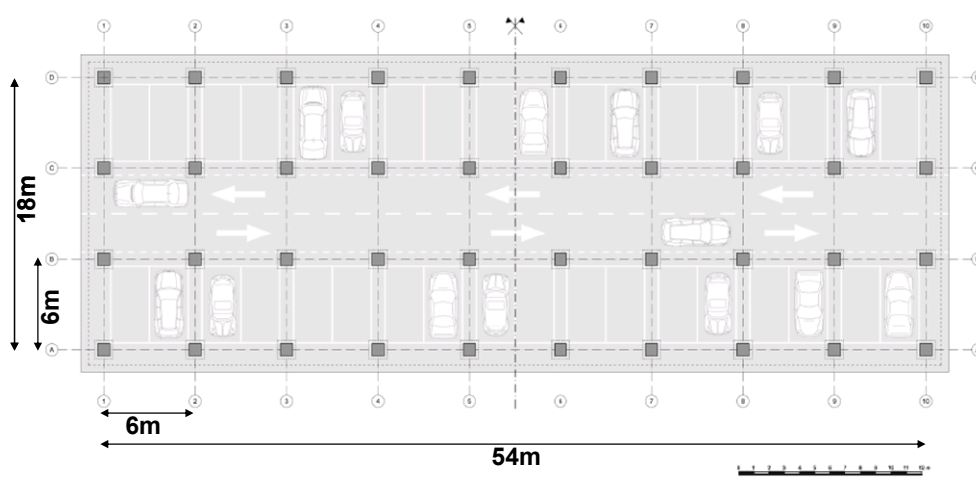


figura 31. Pianta piano interrato progetto CASE.

Per l'intero progetto sono stati impiegati un totale di 7.368 isolatori sismici a scorrimento a doppia superficie curva, noti anche come isolatori a pendolo. La loro legge di funzionamento è infatti riconducibile a quella del pendolo semplice, in cui il periodo di oscillazione non dipende dalla massa ma dalla lunghezza del pendolo. Analogamente, il periodo della struttura con questi isolatori non dipende dalla massa della struttura stessa ma dal raggio di curvatura della superficie di scorrimento. Nel caso specifico del Progetto C.A.S.E., il raggio di curvatura richiesto è di 4 m; inoltre, lo smorzamento viscoso equivalente minimo è pari al 20 %, lo spostamento massimo ± 260 mm, e il carico verticale massimo 3000 kN. Gli isolatori sono stati sottoposti a prove di qualifica ed accettazione, in accordo alla normativa vigente. Le prove di qualifica sono state effettuate, presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con la supervisione e la certificazione dell'Università di Pavia. Le prove di accettazione sono state effettuate sia in modalità quasi-statica, come richiesto dal DM 14/01/2008, sia in modalità dinamica. In particolare, le prove quasi-statiche sono state effettuate sul 15 % degli isolatori installati, e quelle dinamiche sul 5% degli isolatori, raggiungendo così il totale del 20 % di isolatori sottoposti a prove di accettazione, come richiesto dal DM 14/01/2008. La Protezione Civile ha effettuato anche prove quasi-statiche in situ e sono in programma anche prove dinamiche, finalizzate alla verifica globale del comportamento del sistema di isolamento di una piastra. Il costo complessivo del Piano è di 819.320.194euro (aggiornato al 3 novembre 2009);

700 sono i milioni di euro stanziati dal decreto Abruzzo (400 per il 2009 e 300 per il 2010) e 40 i milioni di euro che provengono dalle donazioni.



figura 32. Piastra del cantiere di Bazzano progetto CASE.



figura 33. Isolatori progetto CASE.



figura 34. Piastra del cantiere di Bazzano progetto CASE.



figura 35. Test sugli isoaltori del progetto CASE.

3.4 NUOVE TENDENZE: IMPLICAZIONI PROGETTUALI

Oggi, l'isolamento sismico si trova in una terza fase caratterizzata da nuovi campi d'applicazione quali:

- edifici alti;
- edifici leggeri;
- edifici su suoli soffici;
- adeguamento sismico di edifici esistenti;
- edifici in "near fault".

L'esempio emblematico dell'avanguardia nell'applicazione di questa tecnologia è sicuramente il Giappone, dove sono state realizzate applicazioni ad edifici alti, e già nel 2000, circa 1/3 degli edifici alti costruiti vaniva dotato di un sistema di isolamento sismico [Otani, 2004].

Per questi edifici, il cui periodo di isolamento è di circa 4 s, sono ammessi anche sforzi di trazione sugli isolatori. Questo dimostra l'estrema affidabilità raggiunta da questi sistemi. Contrariamente a quanto si potrebbe pensare, isolare un edificio alto è conveniente in quanto un periodo di 4s a base fissa è diverso da un 4s isolato poiché nel secondo caso la struttura è progettata per rimanere sostanzialmente in campo elastico.

Per quanto riguarda gli edifici alti c'è da far rilevare che essi sono in genere già dotati di periodi di oscillazione abbastanza lunghi. Per raggiungere quindi un rapporto di isolamento adeguato, tale da garantire l'efficienza di questa tecnologia, bisogna raggiungere periodi di isolamento T_{is} molto elevati (4-6s). Negli edifici alti, oltre alle principali problematiche legate all'elevato periodo di isolamento (grossi carichi verticali sui dispositivi ed elevati spostamenti sismici), c'è la possibilità avere elevati sforzi di trazione sui dispositivi elastomerici, a causa del considerevole momento ribaltante indotto dalle azioni sismiche alla base dell'edificio. Data la presenza di queste problematiche, sono in genere richiesti, per l'isolamento sismico degli edifici alti, dispositivi elastomerici di grosso diametro, a volte anche con caratteristiche particolari.

In Giappone, dove l'isolamento sismico è stato introdotto per gli edifici alti nel 1997, esistono diversi esempi di applicazione ad edifici con rapporto di

snellezza H/b tra 3 e 5, e con altezza fino a 120m. Le soluzioni maggiormente adottate per far fronte alle diverse problematiche descritte sono:

- l'impiego di Sistemi misti per incrementare il periodo di isolamento, ad esempio il "Tass System" (Taisei Shake Suppression System) introdotto negli anni '90;
- l'impiego di Isolatori High Strength Rubber Bearing (HSRB) per far fronte alle elevate sollecitazioni di trazione dovute al ΔN sismico;
- l'impiego di isolamento intermedio.

I sistemi misti, formati in genere da isolatori elastomerici e scivolatori in acciaio-PTFE (teflon), sono stati introdotti essenzialmente per far fronte a due esigenze: la prima esigenza è quella di avere, in condizioni sismiche, un sistema di isolamento molto deformabile in orizzontale e quindi con un basso numero di isolatori elastomerici (di piccolo diametro in quanto aventi soltanto funzione rientrante e non portante) ed un alto numero di dispositivi di scivolamento che non introducono rigidità orizzontale ma hanno la funzione di sostegno dei carichi verticali; la seconda esigenza è rappresentata dalla necessità di una elevata rigidità iniziale in condizioni non sismiche per evitare fastidiosi movimenti dell'edificio in condizioni di vento forte. In pratica, il "Tass System" presenta un comportamento bilineare con rigidità iniziale molto elevata: si può inoltre settare una forza allo snervamento maggiore di quella della massima azione da vento attesa cosicché, in questa condizione, l'edificio si comporti quasi come fisso alla base. Superato lo snervamento (in fase di sisma) la rigidità del sistema si abbatte moltissimo consentendo alla struttura di oscillare con un elevato periodo [Komuro et al., 2005].

Per l'isolamento sismico degli edifici alti con rapporto H/b tra 3 e 5 ed altezza tra 60 e 120m, come precedentemente accennato, si sono impiegati anche speciali isolatori HSRB (High Strength Rubber Bearings) ad alta resistenza a trazione per far fronte alle elevate sollecitazioni di trazione dovute al ΔN sismico causato dal momento ribaltante alla base dell'edificio. Questi isolatori sono realizzati con una speciale miscela elastomerica ottenuta attraverso l'utilizzo del carbonio, e sono stati utilizzati in molti edifici alti

costruiti dopo il 2000 dalla Takenaka Corporation in diverse città del Giappone.

L'isolamento tra i piani è un'altra soluzione che si adotta per l'isolamento sismico degli edifici con elevata altezza. Anche con questo tipo di isolamento si ottengono elevati incrementi del periodo di vibrazione dell'edificio e quindi una riduzione della risposta sismica rispetto alle strutture a base fissa. A differenza dell'isolamento alla base in cui il moto della struttura durante il sisma risulta caratterizzato quasi interamente dal primo modo di vibrare, con l'isolamento tra i piani il moto della struttura risulta caratterizzato dai primi tre modi di vibrare: il primo modo, che è essenzialmente il modo di vibrare dell'intera struttura, il secondo ed il terzo che sono i modi di vibrare delle due parti in cui l'isolamento divide la struttura. Quanto detto porta sicuramente ad una maggiore complessità del problema. Si fa rilevare che in genere, in strutture con questo tipo di isolamento, la massima accelerazione si rileva al piano sottostante il sistema di isolamento. Importante è considerare l'adattabilità degli impianti tecnologici in corrispondenza del piano di isolamento durante il sisma.

Al fine di illustrare le diverse soluzioni utilizzate per l'isolamento degli edifici alti, si riporta in seguito la descrizione di alcuni esempi di realizzazioni.

Il Sendai MT High Rise Building (figura 36) è stato realizzato nel 1997 dalla Taisei Corporation nella città di Sendai [Komuro et al., 2005]. Al fine di ottenere un elevato periodo di isolamento ($T_{is}=5s$) e nel contempo di ottenere una elevata rigidezza iniziale per evitare vibrazioni dell'edificio per azioni da vento, si è utilizzato il sistema di isolamento TASS System con sforzo di snervamento pari al 3.7% del peso sismico. L'edificio in questione risulta il primo edificio alto isolato in Giappone; esso presenta 18 piani ad uso uffici ed un'altezza pari ad 84.9m. La struttura è di tipo composto acciaio-calcestruzzo con travi di luce 15m (sezione 65x105cm) e pilastri 85x85cm. Gli scivolatori sono stati installati sotto i pilastri interni dove la variazione dell'azione verticale per effetto del sisma risulta sicuramente ridotta e quindi risulteranno ridotte le variazioni delle caratteristiche meccaniche dei detti dispositivi durante il sisma.

La Thousand Tower (figura), edificio residenziale isolato più alto del mondo, è stata realizzata nel 2001 [Komuro et al., 2005]. Anch'essa utilizza il

sistema di isolamento TASS System con coefficiente di snervamento 3.5% del peso sismico. La struttura, in c.a. di 41 piani, ha un'altezza pari a 135m ed un aspect ratio H/b_{min} pari a 3.83. L'isolamento sismico ha consentito luci libere di circa 12m.

Il Park City Sugunami, a differenza degli edifici precedenti, utilizza un sistema di isolamento alla base con 5 tipi di isolatori HSRB (1100-1550mm) posti sul perimetro esterno, ed isolatori NRB nella parte interna (16 HSRB + 14 NRB). Inoltre sono stati impiegati 99 smorzatori in piombo. La struttura, realizzata nel 2000 dalla Takenaka corporation [Takenaka corporation, 2006], è costituita da 28 piani ed ha un'altezza pari a 93.1m. Con un input di 0.4g-0.6g si sono ottenute riduzioni delle accelerazioni sismiche dell'ordine di 1/2 - 1/3 (0.2g – 0.15g).

L'Umeda DT Project, costruito nel 2002 dalla Takenaka corporation nella città di Osaka [Takenaka corporation, 2006], utilizza un'altra soluzione per l'isolamento di edifici alti, vale a dire l'isolamento intermedio. L'edificio, ad uso uffici, è costituito da 27 piani fuori terra e da 4 piani interrati, con un'altezza pari a 130m. Per l'isolamento sono stati utilizzati 12 scivolatori lineari (slitte), 6 LRB, e 6 smorzatori; il sistema è installato al terzo livello. Uno dei problemi più grandi degli edifici isolati a piani intermedi sono gli elevati spostamenti che devono essere assorbiti dagli impianti tecnologici. In particolare in quest'edificio si è impiegato un sistema di ascensori sviluppato appositamente dalla Mitsubishi Electronic Corporation capace di assorbire spostamenti laterali di circa 25cm sotto sisma.

Il Shiodome Sumitomo Building [Sueoka et al., 2004] è il più alto edificio isolato con isolamento intermedio del mondo. E' alto 126m ed è costituito da 25 piani fuori terra e 3 interrati. La struttura è in acciaio, con luci libere 12.8m x 22.95m; i pilastri di base in acciaio sono circolari Ø1100 x 36mm di spessore. L'isolamento si trova al 12° piano ed impiega 41 NRB, 100 dissipatori in piombo e 14 dissipatori in acciaio. Gli isolatori elastomerici utilizzati risultano i seguenti: 13Ø1300, 19Ø1100, 9Ø1000. La pressione verticale massima sui dispositivi è pari a 15 MPa. Il periodo di isolamento risulta $T_{is}=5s$ considerando la rigidezza secante ($T_{is}=3,26s$ iniziale, 5.95s in condizioni sismiche). Il 2° e 3° modo hanno un periodo di circa 1s. Il massimo spostamento di progetto per gli elementi non strutturali è stato assunto pari a 50cm.



figura 36. Sendai MT Building (a sinistra), Thousand Tower Building (a destra)

Un altro esempio di nuova applicazione dell'isolamento sismico è rappresentato dagli edifici leggeri. Il principale problema che si riscontra nell'isolamento sismico degli edifici di altezza limitata è il raggiungimento di un adeguato periodo di isolamento a causa della limitata massa che in genere contraddistingue questa tipologia di edifici. Infatti, come si nota dalla relazione che lega il periodo di isolamento alla massa della struttura (43), ad una massa piccola corrisponde un periodo di isolamento piccolo.

$$T_{IS} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{K_{isol}}} \quad (43)$$

Per aumentare il periodo di isolamento, una prima soluzione sarebbe quella di ridurre la rigidezza tagliente del sistema di isolamento. Tale riduzione potrebbe essere ottenuta, nel caso di impiego di isolatori elastomerici, riducendo le dimensioni in pianta dei dispositivi, ma gli elevati spostamenti

sismici e l'instabilità dei dispositivi stessi, limita la possibilità di utilizzare dispositivi troppo piccoli.

Quindi in genere si utilizzano sistemi di isolamento misti in cui vengono introdotti dispositivi di scivolamento che supportano i carichi verticali e non introducono rigidezze taglienti nel sistema.

Per quanto riguarda questi dispositivi di scivolamento, essi dovranno presentare una forza d'attrito quanto più bassa possibile; per questo motivo si possono adottare alcuni accorgimenti, quali:

- posizione dei dispositivi di scivolamento nella parte interna del sistema per evitare grosse variazioni di carico verticale dovute al sisma e quindi grosse variazioni della forza di richiamo da attrito;
- adottare PTFE montato su un isolatore in gomma e acciaio per attutire la velocità e quindi abbassare il valore del coefficiente d'attrito;
- utilizzare dispositivi che prevedono strati alternati di acciaio-PTFE in modo tale da distribuire le velocità e quindi abbassare il coefficiente d'attrito.

Una seconda soluzione è quella di rendere il periodo di isolamento quasi indipendente dalla massa della struttura utilizzando dispositivi innovativi quali gli FPS (Friction Pendulum System – figura 37).

Gli FPS sono stati sviluppati nel 1986 ed utilizzati per la prima volta per l'adeguamento di un edificio di 5 piani a San Francisco, in California, danneggiato dal terremoto di Loma Prieta del 1989. Questi dispositivi sono stati utilizzati anche per adeguamento dell'edificio della "U.S. Court of Appeals", struttura in acciaio con murature in granito e mattoni; in questo caso gli isolatori sono stati installati sotto le singole colonne di acciaio. Altri esempi di edifici isolati con FPS più recenti sono il "Hayward City Hall", "l'aeroporto Internazionale di San Francisco" in California e "l'aeroporto di Ataturk" ad Istanbul in Turchia.



figura 37. Dispositivo FPS ad unica superficie curva.

Questi dispositivi hanno un comportamento che deriva sostanzialmente da quello del pendolo [De Luca e Serino, 1989; Zayas et al., 1987].

Nelle ipotesi di attrito nullo e di piccoli spostamenti, la forza di richiamo orizzontale del singolo dispositivo, da semplici considerazioni geometriche, è data dalla relazione (44)

$$F = K \cdot d = W \cdot \frac{d}{R} = \frac{W}{R} \cdot d \quad (44)$$

con K rigidezza tagliante del dispositivo, W carico sul singolo dispositivo, d spostamento sismico e R raggio di curvatura del dispositivo.

Dalla relazione (44) si nota quindi che la rigidezza del dispositivo, nelle ipotesi citate, è pari al rapporto tra il carico supportato W e il raggio di curvatura del dispositivo (45).

$$K = \frac{W}{R} \quad (45)$$

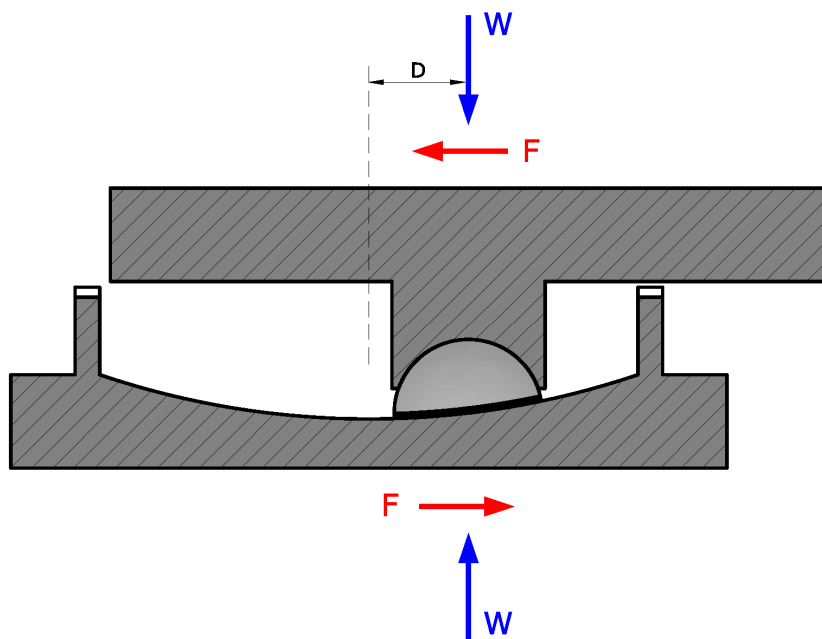


figura 38. Dispositivo FPS ad unica superficie curva – schema variato sotto sisma.

Definita la rigidezza del dispositivo, il periodo di isolamento risulta fornito dalla relazione (46).

$$T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g} \frac{R}{W}} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \Rightarrow T_{is}(R) \quad (46)$$

Dalla relazione (46) si evince che, nelle ipotesi suddette, il periodo di isolamento dipende soltanto dal raggio di curvatura R del dispositivo di isolamento, e non dipende dalla massa della struttura.

In realtà, i dispositivi FPS presentano un certo attrito e quindi la rigidezza effettiva del dispositivo è data dalla (47), dove μ rappresenta proprio il coefficiente d'attrito.

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{d} \quad (47)$$

E' da notare inoltre che oggi la tecnologia dei materiali permette di realizzare dispositivi con attrito molto basso, in modo da rendere il secondo termine della (47) praticamente nullo e quindi in modo da rendere il periodo di isolamento di una struttura isolata con FPS praticamente indipendente dalla massa della struttura.

Il "near fault" è sicuramente la maggiore problematica che l'isolamento sismico si trova oggi ad affrontare negli Stati Uniti, dove le restrizioni normative la rendono praticamente improponibile. Gli edifici isolati soggetti a terremoti near fault (terremoti che presentano alte velocità a frequenze basse), sono soggetti in genere ad elevati spostamenti alla base che a volte causano l'insufficienza del giunto laterale, che permette il movimento dell'edificio sotto sisma, e l'instabilità dei dispositivi. Per questo motivo, in queste condizioni, è consigliabile avere i carichi concentrati in pochi punti di appoggio, con luci più ampie, e quindi con dispositivi di dimensioni più grandi e quindi più stabili se soggetti ad elevati spostamenti.

I terremoti near fault sono caratterizzati da un moto perpendicolare ed uno parallelo alla faglia. Il moto perpendicolare alla faglia è molto più ricco, rispetto al moto parallelo alla faglia, di componenti spettrali di lungo periodo. Il moto parallelo alla faglia mostra accelerazioni più alte in corrispondenza di bassi periodi. Il massimo spostamento corrispondente all'azione normale, si verifica in un momento diverso da quello corrispondente all'azione parallela, quindi, le due componenti di moto non dovrebbero in genere sommarsi. E' da notare comunque che, in molti casi, il sisma parallelo alla faglia, risultando di bassa intensità, può addirittura essere trascurato.

Il terremoto in near fault presenta pulsazioni di lunga durata con velocità di picco di circa 0.5m/s e durata 1-3s (accelerazione all'incirca costante che determina la costanza nel tempo delle forze sulla struttura, senza inversione di segno, con la conseguente crescita dello spostamento alla base). Questo porta quindi a grandi deformazioni dei dispositivi di isolamento per le strutture con periodo in questo intervallo (1-3s), quindi all'uso di isolatori con diametri molto grandi. L'utilizzo della strategia della concentrazione degli sforzi con l'utilizzo di dispositivi di grande diametro è molto sviluppato in Giappone, dove, molti edifici di 10-14 piani utilizzano isolatori di grande diametro, anche Ø1500mm. Negli USA questa strategia non è molto sviluppata; ad essa

viene preferito l'utilizzo di dispositivi con alto smorzamento, viscoso o isteretico (per ridurre gli spostamenti).

In conclusione, la maggiore implicazione progettuale verso cui spingono le nuove tendenze nel campo delle applicazioni dell'isolamento sismico è quello di incrementare il periodo di isolamento. Pertanto, il periodo di isolamento delle strutture si è spostato gradualmente da 2-3s, tipico delle applicazioni dei primi anni '90, a 3-4s (e più), nelle applicazioni più recenti.

Diretta conseguenza dell'incremento del periodo di isolamento sono gli elevati spostamenti orizzontali e gli elevati carichi verticali sui dispositivi.

Infatti, per gli isolatori elastomerici HDRB il periodo di isolamento può essere ottenuto dalla relazione (48),

$$T_I = 2\pi \sqrt{\frac{p_m \cdot t_e}{G \cdot g}} \quad (48)$$

dove p_m rappresenta la pressione media di progetto sul dispositivo, t_e lo spessore totale di gomma, G il modulo di rigidezza a taglio della gomma e g l'accelerazione di gravità. Da questa relazione risulta evidente che possono essere utilizzati due principali approcci per aumentare il periodo di isolamento: il primo è la riduzione del modulo di taglio G della gomma, mentre il secondo è l'incremento della pressione media verticale p_m . Anche se oggi continuano le ricerche industriali orientate ad ottenere elastomeri sempre più soffici, una gomma con modulo di taglio inferiore a 0.35 MPa non sarebbe nella pratica utilizzabile, a causa delle basse proprietà meccaniche che essa presenta [Higashino *et al.*, 2003]. Per questo motivo la strada più spesso utilizzata per ottenere periodi di isolamento elevati è l'adozione di notevoli carichi verticali di progetto sui dispositivi.

Nelle prime applicazioni la tensione verticale di progetto per carichi di lunga durata (carichi gravitazionali) era convenzionalmente assunta tra 3 e 8MPa [Pan *et al.*, 2005; Murota *et al.*, 1995]; una pressione di 6MPa è tuttora assunta implicitamente come valore rappresentativo delle condizioni di esercizio dalle normative, che infatti prescrivono prove di taglio dei dispositivi con tale valore di carico verticale [LLGG98, 1998; OPCM 3431, 2005]. Nelle applicazioni più recenti, invece, gli isolatori elastomerici vengono spesso

progettati assumendo carichi verticali a lungo termine pari a 10-15MPa e carichi a breve termine, dovuti alla condizione sismica, pari a 20-30 MPa [Pan *et al.*, 2005]. Inoltre, se si considerano anche gli spostamenti orizzontali d , si nota, dalle relazioni (49) e (50), che sia l'incremento della pressione verticale media p_m sul dispositivo che l'incremento del detto spostamento, inducono maggiori deformazioni di taglio nella gomma.

$$\gamma_c = \frac{p_m}{S_1 G} \frac{A}{A_r} \quad ; \quad \gamma_s = \frac{d}{t_e} \quad (49)$$

$$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s \quad (50)$$

Quindi, anche se l'isolamento alla base è attualmente una tecnica ormai matura, le nuove tendenze progettuali e l'ampliamento del campo delle applicazioni conducono a condizioni di lavoro per i dispositivi particolarmente gravose.

Riscrivendo la (48) secondo la formula che segue (51)

$$T_I = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{\frac{4V}{\pi D G S_2}} \quad (51)$$

È semplice osservare che un'ulteriore strada per l'incremento del periodo di isolamento è quello di adottare isolatori con bassi fattori di forma secondari S_2 , il che significa aumentare la snellezza dei dispositivi il che mal si coniuga ai carichi verticali elevati richiesti

Si evidenzia, quindi, la necessità di valutare accuratamente gli effetti del carico verticale sulle prestazioni e modalità di collasso degli isolatori elastomerici e la valutazione della capacità ultima di questi considerando l'effetto del fattore di forma secondario S_2 in termini di interazione tra stabilità e resistenza.

Capitolo 4

Dispositivi per il sistema di isolamento sismico

In questo capitolo, si descrivono le diverse tipologie di dispositivi per l'isolamento sismico con particolare riguardo a quelli elastomerici ad alto smorzamento (HDRB), oggetto del presente lavoro di ricerca, di cui si è riportata la possibile morfologia e geometria, nonché la meccanica del comportamento e soprattutto, il problema della stabilità.

4.1 TIPOLOGIE DI ISOLATORI

I sistemi di isolamento sono classificati in base alle modalità con cui si ottiene l'elevata deformabilità in direzione orizzontale al piede della struttura; è possibile riconoscere due principali famiglie per gli isolatori sismici, ovvero:

1. Isolatori elastomerici: isolatori elastomerici ed isolatori elastomerici con nucleo in piombo;
2. Isolatori a scorrimento: isolatori a scorrimento a superficie piana, isolatori a scorrimento a superficie piana con dissipatori e isolatori a scorrimento a superficie curva.

In sostanza, si individuano tre grosse tipologie di isolatori, ossia: isolatori in materiale elastomerico ed acciaio, isolatori elastoplastici ed isolatori a rotolamento o scorrimento.

I primi in genere sono costruiti in gomma naturale o elastomero di sintesi o neoprene mentre gli ultimi costituiscono sostegni scorrevoli di acciaio-PTFE (acciaio-Teflon). Sono stati proposti anche sistemi che integrano elastomero ed acciaio-Teflon per lo scorrimento.

Gli isolatori in materiale elastomerico ed acciaio sono costituiti da strati alternati di gomma ed acciaio solidarizzati mediante vulcanizzazione a caldo. Gli strati di acciaio svolgono la funzione di confinamento della gomma, riducendone la deformabilità per carichi ortogonali alla giacitura degli strati, lasciandoli invece liberi di deformarsi per carichi paralleli sfruttando l'elevata deformabilità tangenziale della gomma (deformazioni maggiori del 300%).

Gli isolatori elasto-plastici sono invece costituiti da elementi metallici che restano in campo elastico per carichi verticali e per piccoli carichi orizzontali entrando in campo plastico solo quando si superano determinati valori delle azioni orizzontali.

Gli isolatori a scorrimento o rotolamento sono costituiti rispettivamente da appoggi a scorrimento (acciaio-Teflon) o a rotolamento (slitte a rulli oppure a sfere) caratterizzati tutti da bassi valori di resistenza per attrito in modo da trasmettere alla struttura il minor carico sismico possibile.

Per assicurare una adeguata dissipazione energetica e per limitare i grossi spostamenti alla base, è necessario che il sistema di isolamento abbia un adeguato smorzamento. Questo nel caso degli isolatori in materiale elastomerico ed in quelli elastoplastici è garantito dal comportamento fortemente isteretico dei materiali che compongono tali dispositivi. Gli isolatori elastomerici, infatti, sono realizzabili utilizzando mescole speciali di gomma ad alta dissipazione (HDRB - High Damping Rubber Bearings), ottenendo dispositivi con smorzamento viscoso equivalente che supera il 10%. La dissipazione può essere ottenuta disponendo all'interno dell'isolatore un cilindro di piombo (LRB Lead Rubber Bearings), che consenta di raggiungere valori di smorzamento superiori al 20%. Nel caso dei dispositivi a scorrimento o rotolamento è necessario disporre in parallelo dei dissipatori di energia e dispositivi di controllo degli spostamenti e di ricentraggio.

In genere i dispositivi di isolamento costituiscono una discontinuità lungo l'altezza della struttura. Essi vengono interposti tra le fondazioni e la struttura in modo da permettere grossi spostamenti in orizzontale e, data la loro elevata

rigidezza ortogonale agli strati, consentono anche il trasferimento dei carichi verticali alle fondazioni.

4.1.1 *Isolatori elastomerici*

Isolatori elastomerici non armati (senza piastre di acciaio interne vulcanizzate alla gomma) sono stati utilizzati per la prima volta in un edificio scolastico a Scopje, Macedonia, nel 1969.

Questi isolatori hanno una rigidezza verticale poco più grande della rigidezza orizzontale ed hanno basso smorzamento. Per questo motivo, in questi sistemi, il moto orizzontale è accoppiato al moto verticale. Questi isolatori sono dotati di dispositivi che bloccano il fabbricato per azioni orizzontali di piccola entità, corrispondenti a carichi di esercizio, quali: il vento e il transito degli autoveicoli.

Dopo tale pionieristica applicazione della gomma, sono stati utilizzati solo isolatori elastomerici rinforzati, con strati di acciaio interni inseriti per confinare la gomma, aumentandone la rigidezza verticale senza modificarne quella orizzontale. All'inizio essi erano impiegati nella protezione sismica di ospedali e ferrovie, ma oggi sono utilizzati anche per l'edilizia residenziale.

Gli isolatori *elastomerici* si dividono in

- isolatori a basso smorzamento (LDRB);
- isolatori ad alto smorzamento (HDRB);
- isolatori con dissipatore al piombo (LRB).

Isolatori LDRB

Sono utilizzati prevalentemente in Giappone dove si dispongono in parallelo ad altri dispositivi, quali: smorzatori viscosi, smorzatori in acciaio, smorzatori in piombo e sistemi ad attrito.

Per la produzione di questi isolatori si usa la gomma naturale, vulcanizzata alle piastre di acciaio interne. Gli spessori dei singoli strati non influiscono sulla rigidezza orizzontale, che è controllata dal modulo di rigidezza a taglio della gomma e dall'altezza totale della gomma stessa; il comportamento a taglio dei dispositivi è sensibilmente lineare per deformazioni a taglio fino al 100%-150%, con smorzamento dell'ordine del 2-3%. Il materiale non è soggetto a fenomeni di CREEP ed ha una buona stabilità delle caratteristiche meccaniche a lungo termine.

Isolatori LRB

Gli isolatori LRB sono stati ideati, brevettati ed impiegati per la prima volta in Nuova Zelanda a metà degli anni '70, da Robinson [Robinson e Tucker, 1977]. La morfologia è del tutto simile agli isolatori elastomerici; l'elemento che li contraddistingue è la presenza di uno o più cilindri di piombo collegati alle piastre terminali di acciaio (figura 39); queste ultime sotto sisma sollecitano lo smorzatore di piombo a taglio, il quale inizia a deformarsi a circa 10 Mpa, con risposta di tipo bilineare.



figura 39. Isolatore LRB con dissipatore in piombo.

Il piombo deve adattarsi ed incastrarsi nella gomma e per questo si pratica un foro di poco più piccolo dal cilindro dissipativo. Questi dispositivi, sono caratterizzati, come accennato, da un comportamento forza-spostamento bilineare, che garantisce una dissipazione di energia superiore a quella degli altri isolatori elastomerici, con smorzamento viscoso equivalente che può raggiungere il 30%. La buona capacità dissipativa li rende particolarmente adatti all'isolamento sia di ponti di medie dimensioni che di edifici, in quest'ultimo caso spesso accoppiati ad isolatori elastomerici HDRB.

Isolatori HDRB

Gli isolatori HDRB sono comparsi sulla scena dell'isolamento sismico nel 1982. Essi hanno uno smorzamento tale da eliminare l'esigenza di smorzatori supplementari, il che si ottiene utilizzando mescole "caricate", ovvero additivate con nerofumo, oli e resine.

Lo smorzamento viscoso equivalente arriva fino al 8-12% (figura 40). Per questi isolatori sono disponibili mescole con diversa durezza e modulo a taglio:

- Mescola morbida: Bassa durezza (50-55 ShA)
 Basso modulo a taglio G (0,4 MPa)
- Mescola intermedia: Media durezza (55-70 ShA)
 Medio modulo a taglio G (0,8 MPa)
- Mescola dura: Alta durezza (70-75 ShA)
 Alto modulo a taglio G (1,4 MPa)

I metodi di fabbricazione sono gli stessi degli isolatori LDRB.

In generale il dispositivo esibisce una risposta non lineare, con elevata rigidezza per deformazioni di taglio inferiori al 20%. Questo tende a minimizzare la risposta sotto l'azione del vento e di piccoli sismi. Per deformazioni a taglio comprese tra il 100% e il 150-200%, il modulo di taglio tende a ridursi e a mantenersi costante, assumendo il valore nominale.

A deformazioni maggiori del 150-200%, il modulo si incrementa per effetto della cristallizzazione della gomma e questo è accompagnato da un incremento di dissipazione energetica.

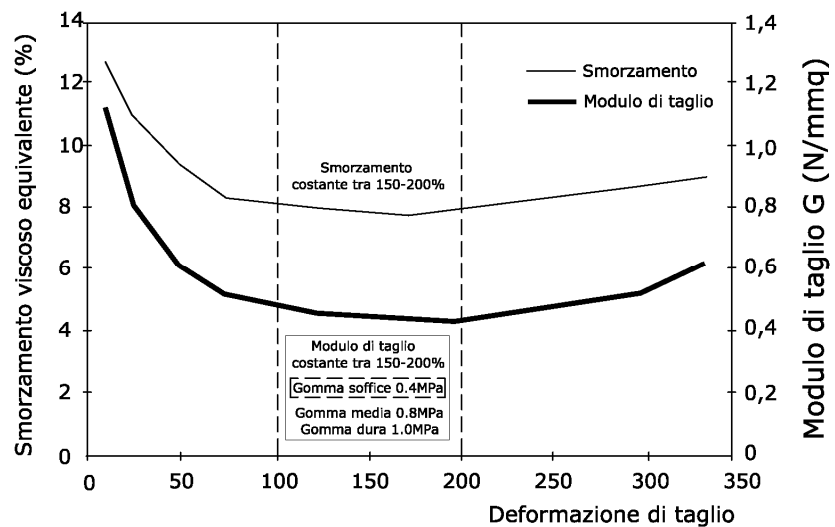


figura 40. Modulo di taglio e smorzamento equivalente al variare della deformazione di taglio [Kelly, 2001].

Lo smorzamento in tali dispositivi risulta essere una combinazione tra smorzamento viscoso e smorzamento isteretico [Kelly, 1991]. In un puro elemento viscoso la dissipazione è quadratica nello spostamento mentre in un sistema isteretico puro essa tende ad essere lineare con lo spostamento. In figura 41 è riportato un esempio di comportamento ciclico di un isolatore elastomerico HDRB.

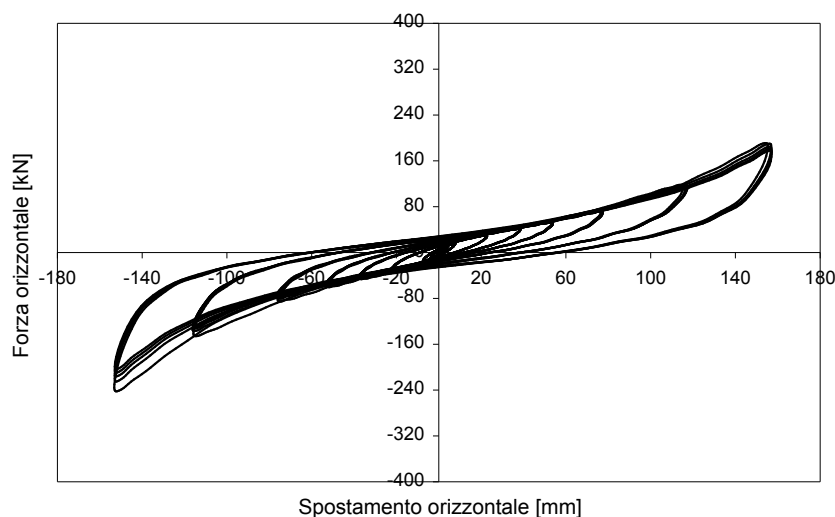


figura 41. Ciclo d'isteresi di un isolatore HDRB.

- *Aderenza tra i materiali nei dispositivi HDRB*

Per quanto riguarda l'aderenza gomma-acciaio, in genere si richiede che la resistenza del collegamento tra gomma e acciaio deve essere almeno pari a 7kg/cm nella prova ASTM D429 a 90° - Metodo B [Kelly, 2001]. In genere, per le gomme utilizzate negli isolatori elastomerici, questa prova risulta sempre soddisfatta.

- *CREEP*

Per quanto riguarda la deformazione sotto carico costante, il Creep, essa è definita come la differenza tra la deformazione per carichi di lunga e di breve durata. Le deformazioni per Creep nella gomma sono costituite da due aliquote:

- deformazioni dovute allo scorrimento (slippage) delle catene molecolari che rappresenta l'aliquota maggiore;
- deformazioni dovute alla rottura delle catene molecolari, ad esempio per ossidazione (piccola aliquota perché la gomma all'interno risulta protetta dalla gomma esterna);

La gomma naturale è meno sensibile a questi fenomeni che dipendono dalla quantità di filler aggiunto e dal sistema di vulcanizzazione. In genere in Creep non eccede il 20% della deformazione iniziale nelle prime settimane e il 10% dopo molti anni.

- Resistenza alle azioni di trazione

Per quanto riguarda gli sforzi di trazione nei dispositivi elastomerici, c'è da dire che essi in passato non erano ammessi. Questa regola era dettata dalla scarsa conoscenza che si aveva delle proprietà dei dispositivi elastomerici. Oggi le norme hanno incrementato molto le azioni, tanto che non avere trazioni sui dispositivi risulta veramente difficile. Da prove sperimentali su dispositivi elastomerici con G pari a 1MPa si è notato che la deformazione di rottura a trazione dei dispositivi risulta essere circa pari al 150%. La rigidezza a trazione risulta essere elastica fino ad una tensione di trazione pari a circa 40MPa e deformazione circa pari al 15% (la quale dipende dalla dimensione dei dispositivi e dalle proprietà della gomma). Dopo il campo elastico la rigidezza si riduce per cavitazione della gomma.

Oggi si ammette una tensione di trazione pari a 3G [Kelly, 2001] oppure al $\min(2G, 1\text{MPa})$ per la nuova proposta di normativa italiana [OPCM 3431, 2005].

4.1.2 Isolatori a scorrimento

Il primo rudimentale sistema di isolamento per scorrimento fu realizzato nel 1909 da un medico in Inghilterra (sistema Calantarientes). L'isolamento era stato realizzato mediante uno strato di talco. Egli capì che i sistemi di isolamento riducono le accelerazioni nei fabbricati isolati a spese di grossi spostamenti relativi tra fabbricato e fondazioni [Naeim e Kelly, 1999].

Il sistema di Calantarientes incorporava tutti gli elementi che ora sono ancora necessari per un sistema di questo tipo e per tutti i sistemi di isolamento alla base e cioè:

- separazione del fabbricato dal suolo;
- adeguato giunto per permettere i grossi spostamenti del fabbricato in orizzontale;
- sistema di vincolo per piccole azioni orizzontali tipo il vento.

L'isolamento è stato considerato come strategia di protezione sismica in Italia per la prima volta nel 1908, dopo il terremoto di Messina che uccise 160.000 persone in edifici in muratura, i quali crollarono quasi tutti. Dopo questa catastrofe il governo emanò norme per la ricostruzione sicura ed economica ed incaricò una commissione di designare le zone più adatte per la ricostruzione degli abitati colpiti dal sisma.

La commissione, nella relazione pubblicata dall'Accademia dei Lincei nel 1909 [Naeim e Kelly, 1999], considera due approcci progettuali per gli edifici da ricostruire: un primo approccio fu quello di isolare l'edificio da terra tramite uno strato di sabbia in fondazione, usando rulli sotto le colonne per permettere al fabbricato di muoversi in orizzontale; il secondo approccio fu quello di progettare la struttura molto resistente, capace di resistere ad elevate forze orizzontali.

Questo ultimo approccio fu raccomandato ed il primo non fu preso in considerazione dagli operatori.

I più grandi edifici costruiti con il primo sistema suggerito sono di 4 piani: i dormitori per l'osservatorio dei terremoti violenti a Beijing, nei quali la superficie scorrevole è costituita da uno strato di sabbia speciale frapposto tra fondazioni e muri portanti.

Per studiare il funzionamento di questi sistemi sotto forze orizzontali, si fa riferimento, per la sabbia, alla Teoria di Coulomb, anche se è molto distante dalla realtà.

In molti casi viene utilizzato il Teflon per lo scorrimento, tenendo in conto che le caratteristiche di attrito di questo materiale dipendono dalla temperatura e dalla velocità di scorrimento.

Il sistema di isolamento a scorrimento per edifici più conosciuto è sicuramente il Friction Pendulum System (FPS) che è stato descritto già al §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Altri sistemi utilizzati in passato sono: l'Electricité de France System, l'EERC Combined System, il Tass System (come già mostrato, oggi molto utilizzato in Giappone per l'isolamento di edifici alti), il Resilient Friction Base Isolation (R-FBI). Le principali

caratteristiche del sistema FPS sono lo smorzamento per attrito da scorrimento e il ricentraggio per geometria. Questi dispositivi sono formati da una superficie articolata che scorre su una calotta sferica di acciaio inox. La superficie articolata è rivestita da materiale composito a basso attrito ed ad alta resistenza. Il movimento del sistema causa la nascita di forze di ricentraggio per geometria. L'interfaccia di scorrimento gioca un ruolo cruciale nella risposta di questi isolatori in quanto la resistenza per attrito dell'interfaccia è funzione del diametro della calotta sferica (effetto del confinamento del composito), dalla pressione di contatto, dalla velocità di scorrimento e della temperatura ed invecchiamento.

Il concetto fondamentale su cui si basa il sistema FPS è quello di moto pendolare (figura 42) che sfruttando la superficie concava del basamento ed il peso scaricato tende a ricentrare il sistema [De Luca e Serino, 1989].

Il sistema "Electricité de France System" è stato sviluppato in Francia nel 1970 per applicazioni nucleari. Questo sistema semplificò molto la progettazione della pianta delle centrali nucleari.

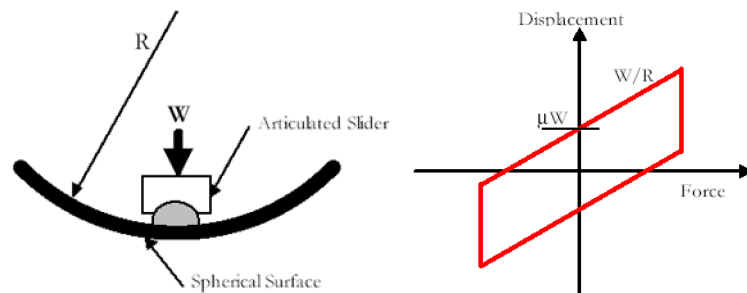


figura 42. Friction Pendulum System.

In zona sismica queste furono isolate per mantenere le accelerazioni delle apparecchiature sotto un determinato livello. Questo sistema combina cuscinetti di neoprene contenenti smorzatori in piombo con superfici di scorrimento realizzate sopra di questi. Al neoprene è consentito di spostarsi di circa 5cm; oltre questo spostamento entra in azione lo scorrimento. Il sistema non è autoricentrante, quindi gli spostamenti possono essere permanenti.

L'EERC Combined System consiste in un sistema di isolamento in cui i pilastri interni sono sostenuti da appoggi in acciaio teflon mentre i pilastri esterni sono sostenuti da isolatori in gomma. Questi ultimi provvedono al

ricentraggio ed ad abbassare la torsione, mentre il sistema ad attrito smorza le vibrazioni.

Nel Tass System, invece, l'intero carico è portato da piastre in acciaio teflon. In aggiunta vi sono cuscinetti di neoprene che non portano nulla ma assolvono solo la funzione di ricentraggio.

La superficie dell'appoggio è a 10Mpa con un coefficiente di attrito pari a 0,05-0,15 rispettivamente a basse e ad alte velocità. Questo sistema è stato ed è prevalentemente utilizzato in Giappone.

Il sistema di isolamento Resilient Friction (*R-FBI*) è stato proposto per superare i problemi creati dagli alti coefficienti di attrito del teflon alle alte velocità. Questo è stato realizzato usando molte superfici di scorrimento che interfacciano con i cuscinetti, di modo che la velocità si divide tra le varie superfici di teflon che avranno basso coefficiente di attrito. Il ricentraggio è garantito da elementi in acciaio e gomma costituenti parte integrante dello stesso dispositivo. La gomma ha la funzione di ricentraggio mentre l'acciaio quella di distribuire uniformemente la velocità [Naeim e Kelly, 1999].

Isolatori a scorrimento a superficie curva.

Gli isolatori a scorrimento a superficie curva della serie FIP (Friction Isolation Pendulum) sono dispositivi d'appoggio in acciaio caratterizzati da una legge di funzionamento riconducibile a quella del pendolo semplice, in cui il periodo d'oscillazione non dipende dalla massa supportata dall'isolatore quanto dalla lunghezza del pendolo stesso.

I dispositivi FIP sono sostanzialmente costituiti da 3 elementi d'acciaio sovrapposti: una base concava superiormente, opportunamente sagomata in modo da ottenere il periodo di oscillazione desiderato; una rotula centrale, convessa sia inferiormente che superiormente; infine un terzo elemento che si accoppia con la sottostante rotula, consentendo le rotazioni.

Al fine di controllare l'attrito opposto al movimento dalle superfici di scorrimento e rotazione, vengono utilizzati opportuni materiali termoplastici.

Le principali qualità degli isolatori serie FIP sono l'indipendenza del periodo di oscillazione dalla massa gravante (il che rende molto versatile il dispositivo in rapporto ai diversi valori di carico supportato), l'indipendenza della

capacità portante dallo spostamento e il ridotto spessore. Qualora risulti necessario ridurre l'ingombro in pianta o qualora si presentino particolari necessità costruttive, conviene utilizzare gli isolatori a scorrimento a doppia superficie curva muniti di due superfici di scorrimento concave di uguale raggio tali da consentire lo scorrimento su entrambe le superfici. In tal modo ogni singola superficie viene progettata per uno spostamento pari a metà di quello di progetto.

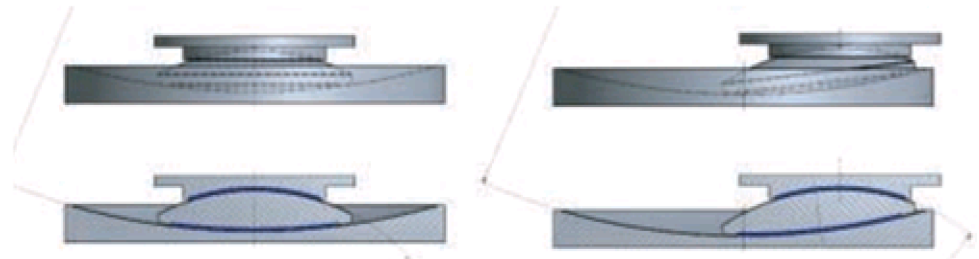


figura 43. Friction Pendulum System a singola superficie in posizione centrata e di massimo spostamento.

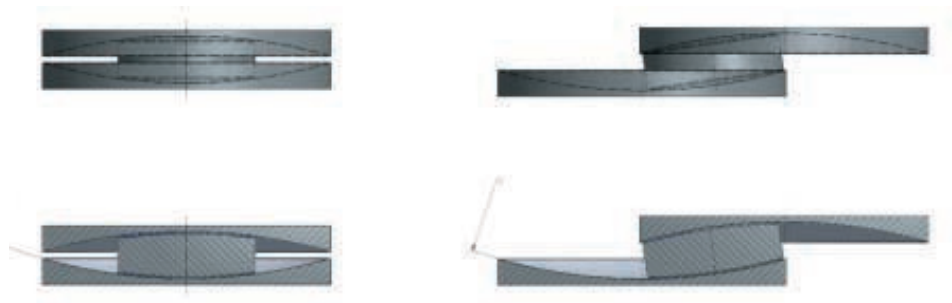


figura 44. Friction Pendulum System a doppia superficie in posizione centrata e di massimo spostamento.

Il modello matematico che meglio rappresenta il funzionamento degli isolatori della serie FIP è la curva bilineare Forza-Spostamento in cui l'intercetta sull'asse delle ordinate rappresenta la sola forza d'attrito $F_0 = AV$ sviluppata dall'isolatore (A rappresenta il coefficiente d'attrito e V il carico verticale). La rigidezza $K = V/R$ dipende invece sia dal carico verticale che dal raggio geometrico di curvatura R .

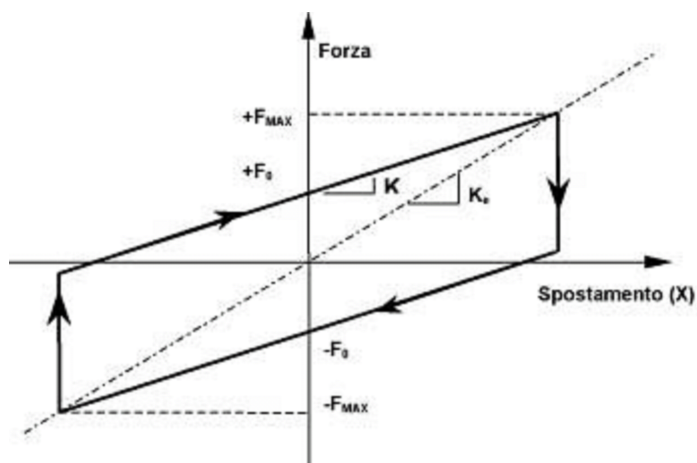


figura 45. Modello matematico per isoaltori FIP.

Volendo utilizzare un modello lineare equivalente, la valutazione della rigidità equivalente K_e e dello smorzamento equivalente ξ_e in funzione dello spostamento di progetto X viene effettuata con le seguenti equazioni:

$$K_e = V \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{X} \right) \quad (52)$$

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{X}{\mu \cdot R} + 1} \quad (53)$$

Il periodo di oscillazione è dato dalla (54)

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{X} \right)}} \quad (54)$$

Solitamente questi isolatori forniscono un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e tra il 15 ed il 30%, in funzione del coefficiente d'attrito del materiale utilizzato, del raggio di curvatura e dello spostamento di progetto. I risultati delle prove sperimentali confermano che il ciclo isteretico forza-spostamento di un isolatore FIP può essere modellato con una curva bilineare, con due tratti a rigidità sensibilmente diversa. In figura 46 e 47 si riportano 2 tipici cicli isteretici sperimentali per isolatori con raggio di curvatura 4202mm.

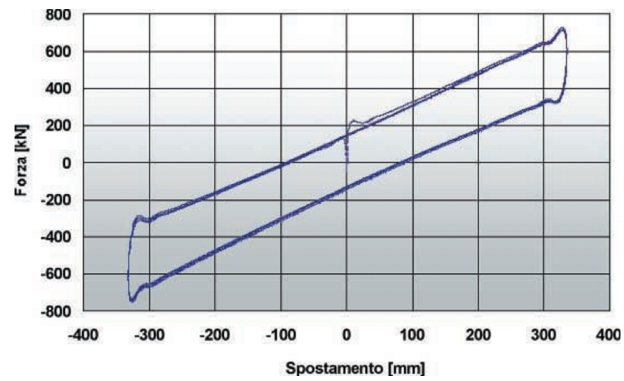


figura 46. Ciclo isteretico per isolatori Fip da prove a velocità costante.

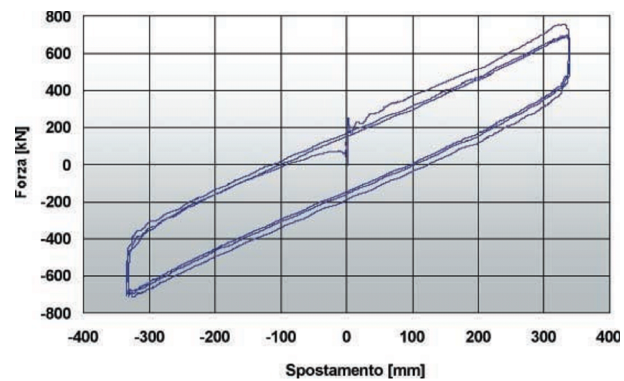


figura 47. Ciclo isteretico per isolatori Fip da prove a velocità variabile con legge sinusoidale ($f=0.31\text{HZ}$).

4.1.3 Altri sistemi di isolamento

Sono essenzialmente lo *Spring Type System* e lo *Sleeved-Pile Isolation System*. Il primo è usato quando c'è bisogno di isolare nelle 3 dimensioni.

Il GERB System, in Germania, all'inizio nato per attenuare le vibrazioni di turbine, è utilizzato assieme a visco-smorzatori. Come tutti i sistemi di isolamento tridimensionale c'è l'accoppiamento tra moto orizzontale e oscillazioni verticali perché il centro di gravità della struttura isolata è sopra il centro del sistema di isolamento. Questo sistema è quindi applicabile quando il baricentro delle masse è sullo stesso livello di quello delle rigidezze.

Il secondo, invece, smorza le oscillazioni del sisma tramite pali di fondazione. In situazioni dove è indispensabile adottare pali di fondazione, ad esempio per edifici su suolo soffice, si può usare questo tipo di isolamento che comunque da una certa deformabilità in orizzontale. I pali saranno intubati per permettere il movimento. Una interessante conseguenza della meccanica delle colonne, è che la rigidezza orizzontale è proporzionale ad (EI/l^3) , mentre il carico flessionale è proporzionale a (EI/l^2) . Se il carico portato dai pali è W ed il periodo del sistema è T , quindi:

$$\alpha EI/l^3 = (W/g) \cdot (2\pi/T)^2 \quad (55)$$

dove:

α dipende dai vincoli, E è il modulo elastico del materiale che costituisce il palo ed I è l'inerzia della sezione del palo.

Il carico a flessione del palo, con β dipendente dai vincoli, risulta:

$$P_{crit} = \beta(EI/l^2) \quad (56)$$

Il coefficiente di sicurezza per flessione è dato da:

$$S.F. = P_{crit}/W = (a/b)(l/(gT^2)) \quad (57)$$

Si nota che fissato il carico verticale e il periodo della struttura, il fattore di sicurezza cresce al crescere della lunghezza del palo.

Un esempio di questa tecnica di protezione si trova a Nuova Zelanda, ad Auckland (1983), in cui si sono installati pali di 10m, 15cm di diametro intorno al palo, sotto una struttura di 12 piani avente periodo di oscillazione di circa 4s.

4.2 ISOLATORI ELASTOMERICI AD ALTO SMORZAMENTO

Si è già parlato ampiamente sulle caratteristiche generali degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento nel paragrafo precedente da cui si può sintetizzare che tali isolatori basano il loro comportamento sulla deformazione della gomma impiegata.

Sono caratterizzati dall'alternanza di strati di elastomero e lamierini di acciaio solidarizzati mediante processi di vulcanizzazione a caldo.

La presenza dei lamierini è fondamentale, in quanto consente di confinare l'elastomero limitandone la deformabilità verticale a pochi millimetri (1-3 mm). Gli spessori sono molto piccoli, in genere:

- strati di elastomeri: 5-20 mm;
- lamierini: 2-3 mm.

Le piastre metalliche sono più corte rispetto agli strati di gomma, in modo da risultare completamente inglobati in questi ultimi ed essere protetti dalla corrosione.

Molto importanti sono le caratteristiche della gomma impiegata; in base ad essa possiamo individuare due tipi di isolatori:

- isolatori elastomerici in gomma naturale;
- isolatori elastomerici in gomma sintetica.

Da un punto di vista chimico, di cui verrà discusso più approfonditamente nel capitolo 5, la gomma è un idrocarburo descritto dalla formula $(C_5H_8)_n$. Il C_4H_8 è chiamato isoprene e la gomma naturale è costituita da sequenze regolari di isoprene disposte in maniera tale da configurare una catena con caratteristiche di elevata elasticità.

Nella gomma naturale ci sono pochi collegamenti tra le catene e quando vi è l'azione di una forza esterna tali catene si allungano fino a rompere i collegamenti. Macroscopicamente si ha che il materiale subisce deformazioni tali da poter sopportare grandi spostamenti, almeno fino alla rottura dei link suddetti. Con specifici trattamenti si possono creare ulteriori collegamenti.

Gli isolatori elastomerici in gomma sintetica si basano invece sull'impiego di neoprene – anziché isoprene. Il neoprene è la denominazione commerciale scelta dall'azienda produttrice DuPont Performance Elastomers; inizialmente, infatti, il nome scelto era DuPrene (1932).

Rispetto alla gomma naturale il neoprene gode di svariati pregi, come le maggiori capacità ignifughe, impermeabilità ai gas, è inoltre meno incline all'invecchiamento.

Indipendentemente dalla gomma impiegata, naturale o sintetica, possiamo avere isolatori elastomerici con gomma a basso o elevato smorzamento. La gomma, infatti, sia essa naturale o sintetica, possiede capacità smorzanti non elevate che vanno quindi opportunamente incrementate. Possiamo allora avere:

- isolatori elastomerici a basso smorzamento (Low Damping Rubber Bearings – LDRB);
- isolatori elastomerici ad elevato smorzamento (High Damping Rubber Bearings – HDRB).

Gli isolatori elastomerici a basso smorzamento, come detto, possono essere ottenuti sia con gomma naturale che con neoprene. Entrambi i tipi di gomma hanno proprietà molto stabili e non esibiscono il fenomeno di creep per carichi di lunga durata.

Il comportamento esibito è sostanzialmente elastico al crescere della deformazione e presentano uno smorzamento dell'ordine del 2-4%, motivo per il quale si parla di isolatori a basso smorzamento.

Questo tipo di isolatori presenta molti vantaggi, quali:

- produzione semplice;
- bassi costi di produzione;
- proprietà meccaniche indipendenti dalla temperatura e dall'invecchiamento.

L'unico svantaggio è rappresentato dal basso valore dello smorzamento ed i non piccoli spostamenti per carichi azioni orizzontali di esercizio (come il vento), motivo per il quale è opportuno aggiungere sistemi ausiliari.

4.2.1 Caratteristiche geometriche e meccaniche

Di seguito sono riportate le caratteristiche dei dispositivi di isolamento in gomma ed acciaio HDRB di maggior interesse nella progettazione delle strutture isolate.

Principali caratteristiche geometriche

D : diametro o dimensione di lato (per isolatore circolare o quadrato rispettivamente);

t_e : altezza totale della gomma;

t : spessore dell' i -esimo strato di gomma (tra 5 e 10mm);

t_s : spessore dei piatti di acciaio interni vulcanizzati alla gomma (spessore minimo 2mm);

H : altezza totale dell'isolatore;

n : numero di strati di gomma;

s : spessore dei piatti terminali.

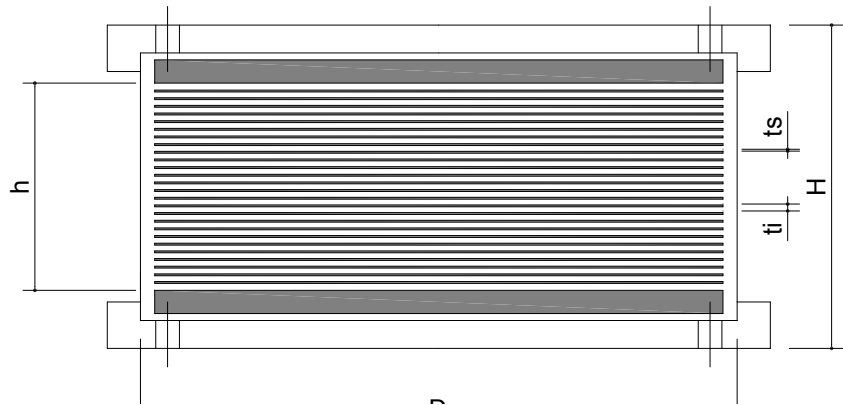


figura 48. Isolatore in elastomero ed acciaio HDRB.

Si possono inoltre definire due fattori geometrici che caratterizzano il comportamento dei dispositivi, ossia:

$S_1 = A'/L = D/4t$ il fattore di forma primario (in genere assunto ≥ 20), con A' area caricata e con L superficie laterale scarica del singolo strato;

$S_2 = D/t_e$ il fattore di forma secondario (in genere assunto ≥ 3).

I fattori di forma primario e secondario (S_1 e S_2), controllano rispettivamente la rigidità verticale (controllando il confinamento della gomma) e la stabilità del dispositivo (controllando il rapporto di forma).

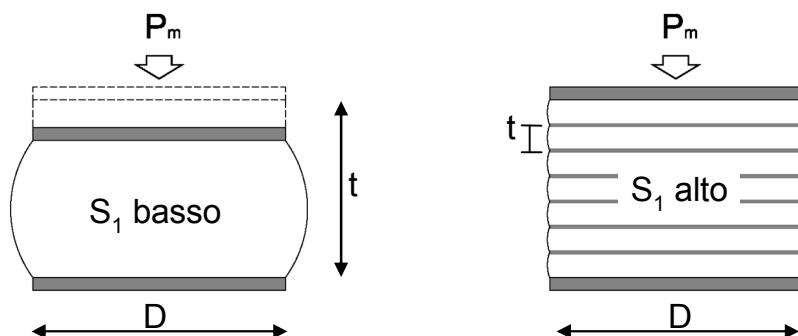


figura 49. Influenza del fattore di forma primario S_1 sulla geometria dei dispositivi HDRB.

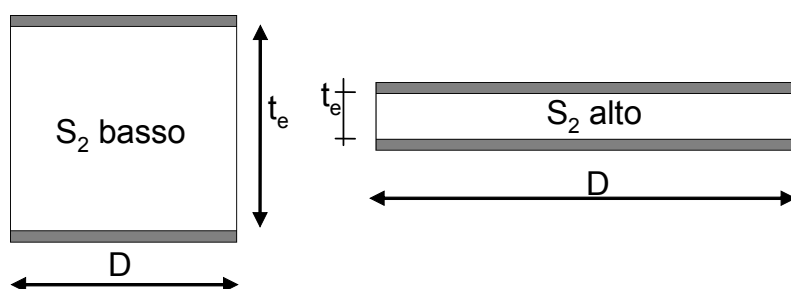


figura 50. Influenza del fattore di forma primario S_2 sulla geometria dei dispositivi HDRB.

Principali caratteristiche meccaniche

- G_{din} modulo di taglio della gomma; tale caratteristica per deformazioni di taglio γ comprese tra il 100% e il 150-200% risulta essere quasi costante e, sempre in questo campo di deformazioni, assume valori (identificati come i valori nominali) tra 0.4 e 1.4 MPa a seconda del tipo di gomma utilizzato (morbida, media, dura). A piccole deformazioni di taglio, il modulo G risulta in genere elevato (anche il triplo del valore assunto per deformazioni di taglio

comprese tra il 150% ed il 200%). Anche a grandi deformazioni di taglio ($\gamma > 200\%$), per la cristallizzazione della gomma, si osserva un incremento del modulo di taglio.

- ξ lo smorzamento viscoso equivalente, anch'esso costante per deformazioni di taglio γ circa 150-200%, generalmente pari al 10% dello smorzamento critico.
- γ la deformazione di taglio di del dispositivo che in fase di progetto è in genere assunta pari a 100÷150%;
- p_m la tensione di compressione media che in fase di progetto è in genere assunta variabile tra 3 e 9 MPa;

4.2.2 *Meccanica del comportamento*

Tensioni e deformazioni

Molto importanti, per comprendere quale sia il comportamento di un dispositivo isolatore, sono le tensioni che nascono nella gomma quando il dispositivo è soggetto a carico verticale ed orizzontale. Di seguito si riportano considerazioni sugli stati tensionali e deformativi che nascono in uno strato di elastomero confinato da piastre rigide d'acciaio. In particolare si studiano:

- lo stato tensionale nell'elastomero (sotto carico verticale, orizzontale e flessionale);
- le tensioni nelle piastre d'acciaio;
- le deformazioni di taglio nell'elastomero $\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_a$, dove:

γ_t è la deformazione totale a taglio;

γ_c è la deformazione a taglio per carico verticale;

γ_s è la deformazione a taglio per carico orizzontale;

γ_a è la deformazione a taglio per carico flessionale.

Tensioni e deformazioni nello strato di elastomero confinato soggetto a carico verticale

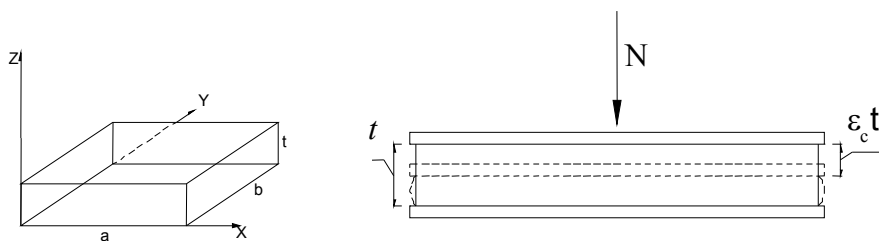


figura 51. Strato di gomma uniformemente compresso tra due piastre rigide $N \neq 0$; $d=0$; $\gamma_c \neq 0$.

La modellazione analitica della risposta di uno strato di gomma, confinato da piastre rigide, soggetto a carico verticale presenta delle difficoltà a causa della forte non-linearità del fenomeno e della non omogeneità dello stato deformativo. Sono state comunque proposte delle soluzioni nell'ambito di ipotesi semplificative. Le modellazioni analitiche proposte in passato, che utilizzano approcci elastici lineari, sono state confermate dalle recenti analisi agli elementi finiti.

Un approccio elastico lineare in presenza di piccole deformazioni è stato proposto in [Gent e Lindley, 1959], successivamente rielaborato in [Gent e Meinecke, 1970] e in [Kelly, 1993]. L'assunzione di base considera il campo di spostamenti totali derivanti dalla sovrapposizione del campo di spostamenti provenienti dalla compressione omogenea dello strato di gomma libera e da quello distorsionale necessario a ristabilire la condizione di confinamento e di incompressibilità media. La sovrapposizione è applicata anche alle forze corrispondenti a tali campi di spostamenti in modo da ottenere il carico totale. Introducendo alcune ipotesi semplificative il problema dell'equilibrio elastico si può risolvere agevolmente come mostrato in [Gent e Lindley, 1959] e in [Kelly, 1993]. Questa soluzione prende il nome di *pressure solution*.

Nelle seguenti ipotesi:

- le sezioni orizzontali rimangono piane dopo la deformazione;
- le superfici cilindriche, inizialmente verticali, diventano paraboliche;

- elastomero incompressibile, cioè $\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} = 0$;

si assume un campo di spostamenti di tipo parabolico per u e per v (58).

$$\begin{cases} u(x, y, z) = u_0(x, y) \left(1 - \frac{4z^2}{t^2}\right) & \text{parabolico} \\ v(x, y, z) = v_0(x, y) \left(1 - \frac{4z^2}{t^2}\right) & \text{parabolico} \\ w(x, y, z) = w_0(x, y) & \Rightarrow \text{costante} \end{cases} \quad (58)$$

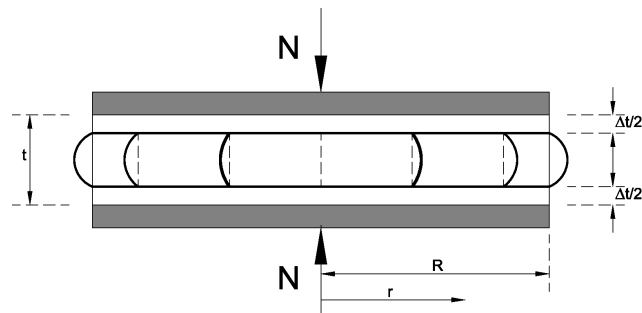


figura 52. Deformazione dello strato di gomma confinato.

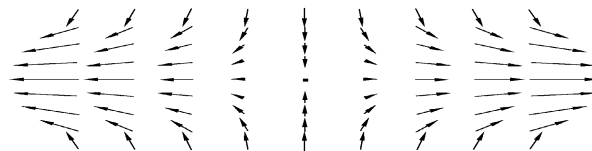
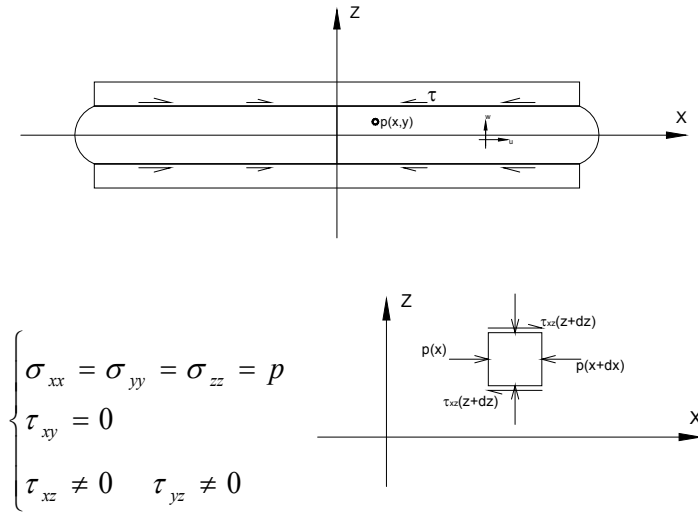


figura 53. Campo di spostamenti in uno strato di gomma confinato da piastre rigide.

Il campo di spostamenti (58), mostrato nella figura 52 e nella figura 53, soddisfa la condizione vincolare imposta alla gomma dalle piastre terminali rigide, infatti per $z = t/2 \rightarrow u = v = 0$. Trascurando la parte deviatorica delle tensioni normali e la tensione tangenziale τ_{xy} perché di ordine superiore

rispetto alla tensione normale (assunzione quanto mai legittima poiché il comportamento della gomma è quasi paragonabile a quello di un fluido incomprimibile in cui la componente tensionale prevalente è quella associata alla deformazione di tipo volumetrico), si perviene al seguente stato tensionale:



dove p è la pressione idrostatica e τ_{xz} e τ_{yz} le tensioni tangenziali generate, all'estremità del blocco, dal confinamento della gomma da parte delle piastre rigide. Assumendo un legame lineare tra deformazioni a taglio e tensioni tangenziali ($\tau_{ij} = G\gamma_{ij}$), le τ_{xz} e τ_{yz} sono ottenute dalle relazioni geometriche seguenti.

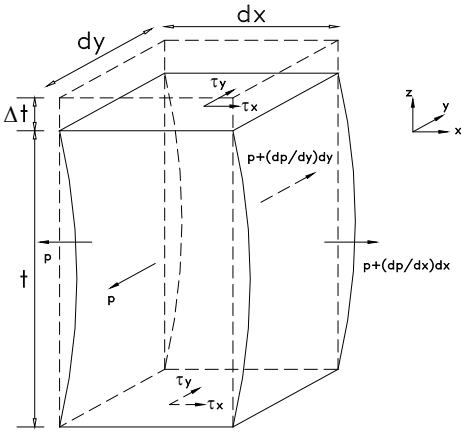
$$\tau_{xz} = -\frac{8Gu_0z}{t^2}$$

$$\tau_{yz} = -\frac{8Gv_0z}{t^2}$$

(59)

Queste relazioni derivano dal campo di spostamenti assegnato, dove la tangente alla parabola in ogni punto, che rappresenta la deformazione angolare γ , vale $[-2z/(t/2)^2]$.

Le equazioni di equilibrio del concio elementare in condizione deformata rappresentato in figura, sono le (60).

$$\begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial x} dx(dy \cdot t) + 2\tau_{xz} dx dy &= 0 \\ \frac{\partial p}{\partial y} dy(dx \cdot t) + 2\tau_{yz} dx dy &= 0 \end{aligned}$$


Sostituendo le (59) nelle (60) si ottengono le relazioni (61),

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\frac{8u_0 G}{t^2} \quad \frac{\partial p}{\partial y} = -\frac{8v_0 G}{t^2} \quad (61)$$

e da equazioni di equilibrio locali, trascurando le τ_{xy} , si ottengono le (62).

$$\begin{aligned} \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= 0 \quad \longrightarrow \quad \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial x} = -\frac{8u_0 G}{t^2} \\ \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= 0 \quad \longrightarrow \quad \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial y} = -\frac{8v_0 G}{t^2} \end{aligned} \quad (62)$$

Dalla relazione di incompressibilità volumetrica (63),

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} &= \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = \\ &= \left(\frac{\partial u_0}{\partial x} + \frac{\partial v_0}{\partial y} \right) \left(1 - \frac{4z^2}{t^2} \right) + \frac{\partial w}{\partial z} = 0\end{aligned}\quad (63)$$

integrata sullo spessore t dello strato confinato come in (64),

$$\frac{2t}{3} \left(\frac{\partial u_0}{\partial x} + \frac{\partial v_0}{\partial y} \right) + w \left(\frac{t}{2} \right) - w \left(-\frac{t}{2} \right) = 0 \quad (64)$$

ponendo

$$\varepsilon_c = - \left\{ \frac{w \left(\frac{t}{2} \right) - w \left(-\frac{t}{2} \right)}{t} \right\}$$

si ottiene la relazione (65).

$$\frac{\partial u_0}{\partial x} + \frac{\partial v_0}{\partial y} = \frac{3}{2} \varepsilon_c \quad (65)$$

Sostituendo le (62) nella (65) si ottiene la relazione (66),

$$\frac{t^2}{8G} \left(\frac{\partial^2 \tau_{xx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \tau_{yy}}{\partial y^2} \right) = \frac{3}{2} \varepsilon_c \quad (66)$$

o analogamente la (67).

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = \nabla^2 p = \frac{12G\varepsilon_c}{t^2} \quad (67)$$

Nel caso particolare di uno strato di elastomero circolare risulta comodo riferirsi al raggio, quindi effettuando un cambiamento di variabili ponendo:

$$p(x, y) = p(r) \Rightarrow r = (x^2 + y^2)^{1/2}$$

l'equazione (67) diventa la (68),

$$\frac{\partial^2 p}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial p}{\partial r} = -\frac{12G\varepsilon_c}{t^2} \quad (68)$$

ossia

$$\nabla^2 p = \frac{\partial^2 p}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial p}{\partial r} = -\frac{12G\varepsilon_c}{t^2} = \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \left[r \frac{dp}{dr} \right]$$

integrando

$$\frac{dp}{dr} = -\frac{12G\varepsilon_c}{t^2} \frac{r}{2} + \frac{A}{r}$$

integrando ancora

$$p = -\frac{12G\varepsilon_c}{t^2} \frac{r}{4} + A \ln r + B .$$

Imponendo le condizioni al contorno: $r=R \rightarrow p=0$ e $r=0 \rightarrow p \neq \infty$ si ottiene la relazione (38) che fornisce la pressione idrostatica,

$$p = \frac{E_0}{t^2} (R^2 - r^2) \varepsilon_c = \frac{3G}{t^2} (R^2 - r^2) \varepsilon_c \quad (69)$$

dove si è assunto $\nu=0,5$ per materiale incompressibile; quindi,

$$G = \frac{E_0}{2(1+\nu)} = \frac{E_0}{2(1+0,5)} = \frac{E_0}{3} \Rightarrow E_0 = 3G .$$

Esprimendo la deformazione a compressione come segue:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta}{t} = \frac{p_m}{E_c} \frac{1}{t} = \frac{p_m}{E_c}$$

La (69) che esprime la tensione idrostatica p nell'elastomero (figura) diventa la (70).

$$p = \frac{3G}{t^2} (R^2 - r^2) \frac{p_m}{E_c} \quad (70)$$

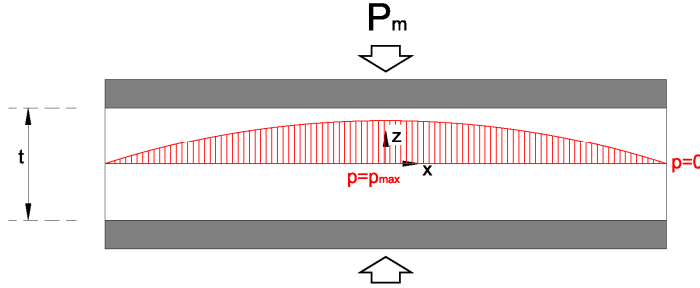


figura 54. Variazione della pressione idrostatica nel singolo strato di gomma confinato – andamento parabolico.

Derivando la (69) sia rispetto ad x che ad y , si ottengono le tensioni tangenziali τ_{xz} e τ_{yz} fornite nelle (71),

$$\tau_{xz} = -\frac{6G}{t^2} xz \varepsilon_c \quad \tau_{yz} = -\frac{6G}{t^2} yz \varepsilon_c \quad (71)$$

che possono scriversi come indicato in (72), (figura 55 e figura 56):

$$\tau_{xy} = \tau_{zy} = \frac{6p_m G}{E_c t^2} xz = \frac{3p_m Gr}{E_c t} \quad (72)$$

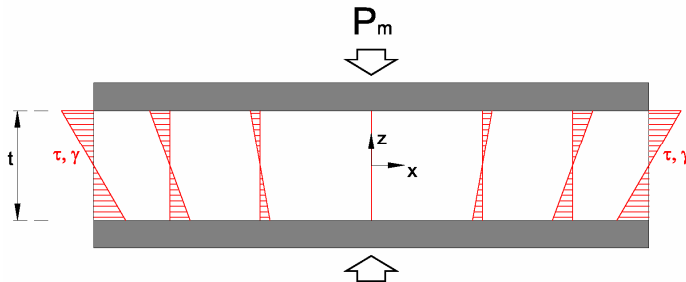


figura 55. Tensioni tangenziali nel singolo strato di elastomero elastomero – andamento lineare nello spessore.

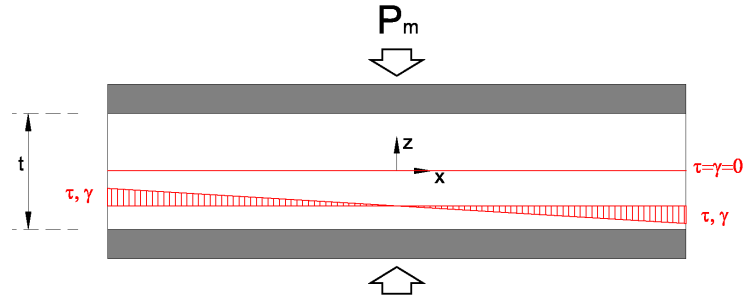


figura 56. Tensioni tangenziali nel singolo strato di elastomero elastomero – andamento lineare lungo lo strato..

La tensione tangenziale massima τ_{max} si ha per $z=t/2$, cioè al contatto con le piastre rigide è fornita dalla relazione (73).

$$\begin{aligned}\tau_{max} &= -\frac{6G}{t^2} x \frac{t}{2} \varepsilon_c = -\frac{6G}{t^2} R \frac{t}{2} \varepsilon_c = \\ &= -\frac{3GR}{t} \varepsilon_c = -\frac{3GR}{t} \frac{p_m}{E_c}\end{aligned}\quad (73)$$

Nelle piastre di acciaio interne si determinano tensioni orizzontali la cui entità può essere ricavata da una semplice condizione di equilibrio (74),

$$\sigma_s A_s = p A_e \quad \Rightarrow \quad \sigma_s T_s = p T_e \quad \sigma_s = \frac{T_e}{T_s} p_m \quad (74)$$

in cui T_e è la somma dello spessore dei due strati di gomma adiacenti alla piastra d'acciaio di spessore T_s e p_m è la pressione media.

Per ottenere la deformazione a taglio γ_c dovuta alla compressione semplice si introduce il fattore di forma $S_I = R/2t$ nella (73), ottenendo la (75).

$$\tau = 6G S_I \varepsilon_c \quad \Rightarrow \quad \gamma_c = \tau / G = 6 S_I \varepsilon_c \quad (75)$$

Integrando inoltre la (70) sull'intero raggio R dell'isolatore, si ottiene la (76),

$$p_m \cdot A = 2\pi \int_0^R p(r) r \, dr = \frac{3G\pi R^4}{2t^2} \varepsilon_c \quad (76)$$

con ε_c deformazione verticale, esprimibile come:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta}{t_e}$$

nella quale Δ è lo spostamento verticale dell'isolatore che vale ($\Delta = F/k$):

$$\Delta = \frac{p_m}{E_c / t_e} = \frac{p_m}{6GS_1^2 / t_e}$$

con E_c modulo di rigidità apparente di cui si dirà nel seguito.

Da queste semplici considerazioni si ricava il contributo γ_c , come (figura e figura):

$$\gamma_c = 6S_1\varepsilon_c = 6S_1 \frac{\Delta}{t_e} = 6S_1 \frac{p_m}{6GS_1^2 \frac{t_e}{t_e}} = \frac{p_m}{S_1G}$$

L'espressione fornita dalle normative è in genere:

$$\gamma_c = \frac{1,5p_m}{S_1G}$$

In cui il termine 1.5 scaturisce dal fatto che in questi semplici passaggi si è trascurata la compressibilità volumetrica della gomma.

Tensioni e deformazioni nello strato di elastomero soggetto alla combinazione dei carichi verticali ed orizzontali

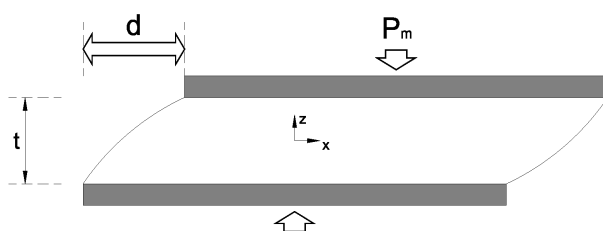


figura 57. Strato di gomma deformato uniformemente compresso tra due piastre rigide $p_m \neq 0$; $d \neq 0$; $\gamma_c \neq 0$.

Per lo studio del comportamento degli isolatori elastomerici soggetti alla combinazione dei carichi verticali ed orizzontali, è importante considerare l'area ridotta.

L'area ridotta per l'isolatore quadrato è definita come segue (figura 58):

$$A_r = a \times (a-d)$$

con d spostamento relativo tra le facce, superiore e inferiore, dell'isolatore.

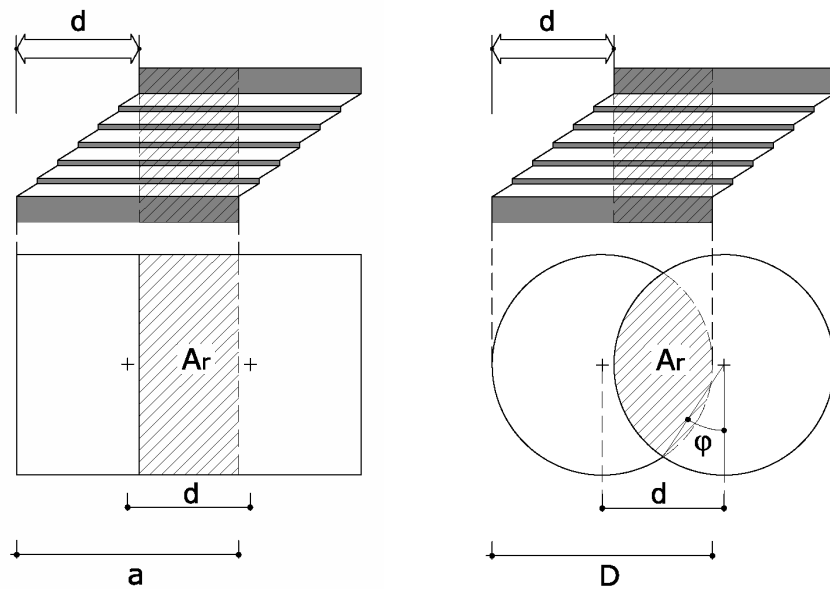


figura 58. Area ridotta relativa all'isolatore quadrato (a sinistra) ed all'isolatore circolare (a destra).

Nel caso di isolatore circolare, si ha (figura 59):

$$A_r = (\phi - \sin \phi) D^2/4, \text{ area ridotta efficace dell'isolatore;}$$

$$\phi = 2 \arccos(d/D) \text{ per isolatori circolari di diametro } D.$$

L'area ridotta, nel caso di isolatore circolare, assume il seguente significato:

$$\phi = 90^\circ - \theta = \frac{1}{2}\pi - \theta$$

$$\frac{d}{2R} = \cos \theta$$

$$d = 2R \cos \theta$$

$$\theta = \arccos \frac{d}{D}$$

$$A_r = 2R^2 (\theta - \sin \theta \cos \theta)$$

visto che

$$\frac{1}{2} \sin 2\theta = \sin \theta \cos \theta$$

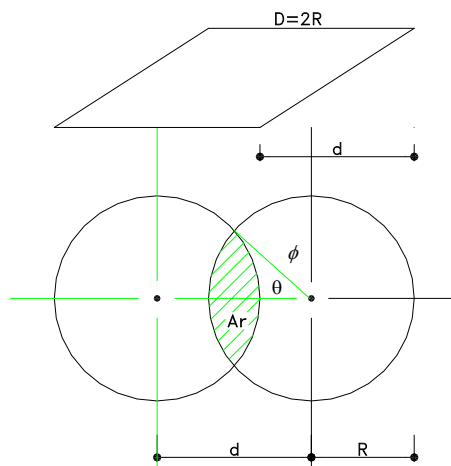


figura 59. Area ridotta.

si ha

$$A_r = 2R^2 (\theta) - \frac{1}{2} \sin 2\theta = \frac{D^2}{4} 2\theta - \sin 2\theta$$

ponendo ancora

$$\varphi = 2\theta = 2 \arccos \frac{d}{D}$$

si ottiene la relazione (77) che nella pratica si utilizza per il computo di questa grandezza nel caso di isolatore circolare.

$$A_r = \frac{D^2}{4} \cdot (\varphi - \sin \varphi) \quad (77)$$

Strato di elastomero soggetto a solo carico orizzontale

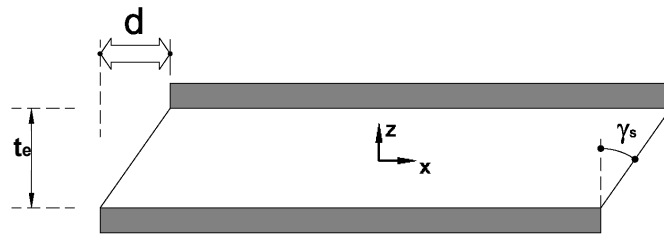


figura 60. Strato di gomma soggetto a forze orizzontali $F \neq 0$; $d \neq 0$; $\gamma_s \neq 0$.

In condizioni statiche di equilibrio, la forza orizzontale F generata dalla reazione elastica del dispositivo deformato dallo spostamento d in figura 60 induce nell'elastomero tensioni tangenziali τ_{xz} e τ_{yz} . Il campo delle tensioni τ_{yz} avrà risultante nullo, mentre la risultante delle τ_{xz} sarà uguale in modulo ma di verso contrario alla F . Nelle ipotesi che le sezioni orizzontali rimangano piane e di gomma incompressibile, le tensioni normali risultano essere nulle essendo nulla la pressione media verticale p_m .

La deformazione a taglio γ_s , costante in tutta la gomma, è data dalla espressione (78),

$$\gamma_s = \frac{d}{t_e} \quad (78)$$

dove “ d ” rappresenta lo spostamento orizzontale imposto al dispositivo.

Strato di elastomero soggetto a flessione

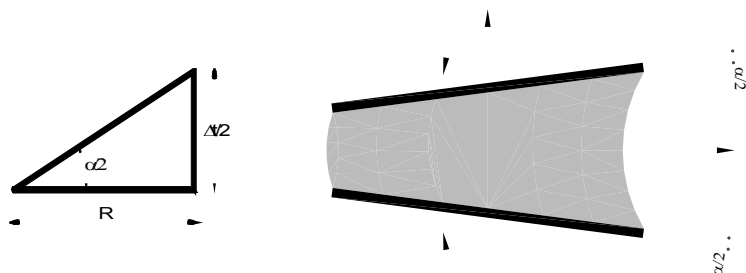


figura 61. Strato di gomma tra due piatti rigidi in flessione pura.

La deformazione di taglio dovuta alla flessione si ricava attraverso la (79),

$$\gamma_{\alpha} = 6S_1 \varepsilon_{\alpha} \quad (79)$$

dove ε_{α} (figura 61) è la deformazione a taglio ai bordi dovuta alla flessione, data dalla seguente espressione:

$$\frac{\alpha}{2} = \frac{\Delta t}{2} \frac{1}{R} \Rightarrow \Delta t = \alpha R \quad \varepsilon_{\alpha} = \frac{\Delta t}{t_e} = \frac{R\alpha}{t_e}$$

Sostituendo S_1 e ε_{α} si ottiene la (80).

$$\gamma_{\alpha} = 6 \frac{2R}{4t} \varepsilon_{\alpha} = 6 \frac{R}{2t} \frac{R\alpha}{t_e} = \frac{6R^2\alpha}{2t t_e} = \frac{3D^2\alpha}{4t t_e} \quad (80)$$

La deformazione a taglio media per flessione è fornita dalla (81).

$$\gamma_{\alpha,med} = \sqrt{2} S^2 \alpha = \frac{\sqrt{2}}{8} \frac{D^2\alpha}{4t t_e} \quad (81)$$

La relazione fornita dalle normative è in genere la (82).

$$\gamma_{\alpha} = \frac{a^2}{2t t_e} = 3 \frac{D^2\alpha}{4t t_e} = \frac{3D^2\alpha}{2 \cdot 4t t_e} \quad (82)$$

Dove:

$a^2 = 3\alpha D^2/4$ è la dimensione equivalente utilizzata per valutare la deformazione di taglio per rotazione di un isolatore circolare:

$\alpha = (\alpha_x^2 + \alpha_y^2)^{1/2}$ è la media di α_x , α_y rotazioni relative tra le facce superiore e inferiore di un isolatore elastomerico rispettivamente intorno alle direzioni x ed y.

Queste rotazioni si ricavano tramite l'analogia con la teoria della trave.

Dalla relazione che lega l'angolo tra le due piastre terminali, cioè α , con il raggio di curvatura ρ , e dalla teoria della trave, si ricava la relazione (83) tra il momento flettente M agente sul dispositivo con l'angolo α :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\alpha}{r} \quad ; \quad M = \frac{E_c I}{\rho}$$

$$M = E_c I \frac{\alpha}{t} = \frac{3\alpha G}{2t^3} \frac{\pi R^6}{12} \quad (83)$$

da cui si ricavano le (84).

$$\alpha_x = \frac{24M_x t_i^3}{3\pi G R^6} \quad \alpha_y = \frac{24M_y t_i^3}{3\pi G R^6} \quad (84)$$

4.3 RIGIDEZZA VERTICALE ED ORIZZONTALE

La rigidezza verticale del singolo strato elastomerico è data dalla (85):

$$K_{vi} = \frac{E_c \times A}{t} \quad (85)$$

La rigidezza verticale K_v dell'isolatore e dell'intero sistema di isolamento è data rispettivamente dalla (86) e dalla (87). La rigidezza verticale dell'isolatore data dalla (86), è ricavata considerando in serie i singoli strati che compongono il dispositivo.

$$K_v = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{K_{vi}}} \quad (86)$$

$$K_{v,tot} = \sum K_v \quad (87)$$

La teoria utilizzata per valutare il modulo di rigidezza apparente a compressione E_c degli isolatori, il quale compare nella (85), è fornita in [Gent e Lindley, 1959; Kelly, 1993], ed è una semplificazione dell'approccio energetico introdotto da Rocard nel 1937. Questa caratteristica meccanica è influenzata dal tipo di gomma (*modulo* G) e dal fattore di forma primario S_1 . Quest'ultimo, come già precedentemente accennato, è definito come rapporto tra l'area caricata e la superficie laterale libera di espandersi dello strato di gomma, e vale:

$$\text{per isolatore circolare pieno di raggio } R \quad S_1 = \frac{\pi R^2}{2\pi R t} = \frac{R}{2t}$$

$$\text{per isolatore quadrato di lato } a \quad S_1 = \frac{\pi a a}{4 a t} = \frac{\pi a}{4 t}$$

$$\text{per isolatore rettangolare di lati } a \text{ e } b \quad S_1 = \frac{\pi a b}{2(a + b) t}$$

In [Gent e Lindley, 1959; ; Kelly, 1993] il modulo E_c dell'isolatore circolare è ricavato nelle ipotesi sopra citate e nell'ipotesi che il campo di forze sia fornito dalla sovrapposizione di due campi di forze semplici:

- la forza F_1 associata allo stato di deformazione verticale ε applicato al blocco di gomma considerato libero di deformarsi (ovvero in assenza del confinamento determinato dalla presenza dei piatti metallici);

$$F_1 = E_0 A \varepsilon \quad (88)$$

dove:

E_0 è il modulo di Young della gomma;

A è l'area della sezione dell'appoggio;

ε è pari a $\Delta t/t$ e rappresenta la deformazione verticale della gomma;

- la forza F_2 associata allo spostamento radiale che si deve imporre per ristabilire la congruenza tra blocco elastomerico e piatti metallici, cioè per annullare gli spostamenti orizzontali dei punti appartenenti alle superfici di attacco gomma-acciaio. Il massimo spostamento radiale u in una qualunque sezione individuata da r può essere ricavato imponendo che il volume in essa contenuto rimanga invariato (ipotesi di incompressibilità):

$$V_0 = \pi r^2 t$$

$$V' = \pi r^2 (t - \delta) + \left(\frac{2}{3} u t \right) (2\pi r)$$

$$V_0 = V'$$

$$u = \frac{3r\delta}{4t} \quad (89)$$

Lo stato tensionale associato a tale campo di spostamenti è di tipo idrostatico, e vale:

$$p = \frac{E_0 (R^2 - r^2) \Delta}{t^3}$$

come ricavato nel precedente paragrafo.

La forza F_2 , che, applicata su ciascuno dei due piatti metallici, produrrebbe un tale stato tensionale, ottenuta come: $F_2 = \int p dA$, nel caso di appoggio circolare è data dalla relazione:

$$F_2 = \frac{\pi E_0 \delta R^4}{2t^3} = p_m \cdot A$$

Il valore apparente del modulo di Young per il blocco di gomma-acciaio è quindi dato dalla (90),

$$E_c = \frac{(F_1 + F_2)}{A\varepsilon} \quad (90)$$

e, nel caso di appoggio circolare, dalla (91),

$$E_c = E_0 \left(1 + \frac{R^2}{2t^2} \right) \quad (91)$$

e cioè:

$$E_c = E_0 (1 + 2S^2) \quad (92)$$

Per materiali incompressibili, come ipotizzato in questa trattazione, essendo $\nu=0,5$, risulta $E_0=3G$ (visto che $G=E_0/[2(1+\nu)]$).

Nel caso in cui si introduce anche la compressibilità del materiale, i precedenti risultati si modificano come riportato nella (93).

$$E_c = 6GS_1^2 \left(1 - \frac{8GS_1^2}{K} \right) \quad (93)$$

La (93) è ottenuta dalla (92) introducendo K , modulo di compressibilità volumetrica della gomma. Essa mostra che rispetto al caso in cui viene assunta l'ipotesi di incompressibilità, la rigidezza si riduce di un fattore pari a $8GS^2/K$ per effetto della compressibilità volumetrica. Esprimendo l'equazione (93) nella forma (694),

$$\begin{aligned} \frac{1}{E_c} &= \frac{1}{6 \times G \times S_1^2 \left(1 - \frac{8 \times G \times S_1^2}{K} \right)} = \\ &= \frac{1}{6 \times G \times S_1^2} \left(1 + \frac{8 \times G \times S_1^2}{K} \right) \end{aligned} \quad (94)$$

si ricava l'espressione (95) generalmente adottata nella pratica progettuale.

$$E_c = \left(\frac{1}{6 \times G \times S_1^2} + \frac{4}{3 \times E_b} \right)^{-1} \quad (95)$$

La compressibilità volumetrica K dipende dal tipo di gomma utilizzata, e si assume in genere pari a 2000Mpa.

La (54) può essere posta nella forma (96),

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1}{E_c'} + \frac{1}{K} \quad (96)$$

dove E_c' è il modulo a compressione assumendo nulla la compressibilità volumetrica della gomma, e vale

$$E_c' = 6 \times G \times S_1^2 \text{ per isolatori circolari} \quad (97)$$

$$E_c' = 6,73 \times G \times S_1^2 \text{ per isolatori quadrati} \quad (98)$$

Questo modulo di compressione è semplicemente ricavabile anche per isolatori con fori interni. La trattazione completa è fornita da [Kelly, 1993].

Si fa notare, ritornando alla rigidità verticale, che la risposta di un dispositivo elastomerico sotto carichi verticali è altamente non lineare e dipende da numerosi fattori. L'iniziale run-in che si osserva sperimentalmente prima che si sviluppi la piena rigidità, influenzato dall'allineamento delle piastre d'acciaio e da altri aspetti legati alla manodopera e alle modalità del processo produttivo, è difficilmente prevedibile, ma è di rilievo trascurabile ai fini della previsione della risposta del dispositivo [Mele, 1994].

La rigidità orizzontale del singolo isolatore si ottiene molto più semplicemente dalla relazione (99),

$$K_H = \frac{GA}{t_e} \quad (99)$$

dove:

G è il modulo dinamico di taglio dell'elastomero;
 A è l'area caricata;
 t_e è lo spessore totale della gomma.

Dalla (99) si nota che le piastre di acciaio vulcanizzate alla gomma non influiscono nella rigidezza orizzontale.

In generale però dovrebbe considerarsi, oltre che quella a taglio, anche la rigidezza flessionale data dalla relazione (100).

$$K_f = \frac{12E_c I}{t_e^3} \quad (100)$$

Questa permette di ricavare una rigidezza orizzontale (101) meno approssimata della precedente.

$$K_H^* = \frac{1}{(1/K_H) + (1/K_f)} \quad (101)$$

Solitamente, però, il secondo termine al denominatore della (101) è trascurabile, pertanto nella pratica si assume come rigidezza orizzontale quella data dalla (99). Le deformazioni flessionali dipendono soprattutto dalla geometria del dispositivo, e in particolare dal fattore di forma primario e dalla snellezza del dispositivo H/D (pari all'inverso di S_2), quindi se si progettano isolatori con fattore di forma S_1 abbastanza alto e non troppo snelli, la deformabilità flessionale risulta essere di fatto trascurabile.

Negli istogrammi sono forniti i rapporti K_H^*/K_H per diversi valori del fattore di forma S_1 rispettivamente pari a 5, 10, 30, e per diversi valori di H/D (snellezza globale) rispettivamente pari a 1, 0.5, 0.1. Sono altresì forniti diversi valori di diametro del dispositivo per tenere conto, a parità di H/D , dell'influenza percentuale delle piastre metalliche assunte di spessore pari a 3 mm. Dall'esame della figura si evince come solo nel caso di accoppiamento tra elevata snellezza locale (S_1 bassi) e globale (rapporti H/D elevati) l'influenza della rigidezza flessionale non sia trascurabile.

Calcolata la rigidezza K_H del singolo isolatore è possibile ottenere quella totale del sistema di isolamento (102) sommando i singoli contributi (rigidezze in parallelo).

$$K_{H,tot} = \sum K_H \quad (102)$$

4.4 DISSIPAZIONE DI ENERGIA E SMORZAMENTO

La capacità dissipativa dei dispositivi elastomerici HDRB viene caratterizzata tramite il parametro “rapporto di smorzamento viscoso equivalente”, dato dalla relazione (103), definito come il rapporto tra lo smorzamento C del dispositivo e il valore dello smorzamento critico C_c , ovvero:

$$\xi = \frac{C}{C_c} = \frac{C}{2m\omega} \quad (103)$$

Lo smorzamento critico può essere definito come il minimo valore di smorzamento per il quale non si verificano oscillazioni intorno alla posizione di quiete nel caso di vibrazioni libere del sistema. L'introduzione dello smorzamento critico, e quindi del rapporto di smorzamento ξ consente notevoli semplificazioni dal punto di vista teorico nella espressione delle equazioni che reggono il moto di vibrazione (sia libero che forzato) di un sistema elastico smorzato. Peraltro non è generalmente immediato determinare il valore del rapporto di smorzamento tramite le espressioni generali ad esso corrispondenti. Per tale motivo il rapporto di smorzamento ξ viene valutato direttamente tramite metodi sperimentali. Ad esempio, attraverso la valutazione dell'energia dissipata per ciclo dal dispositivo, w_D , e l'energia vibrazionale immagazzinata dal sistema durante un ciclo w_S , il rapporto ξ è fornito da:

$$\xi = \frac{w_D}{4\pi w_S} \quad (104)$$

Riguardo all'applicazione di tale formula occorre che la prova ciclica a cui sottoporre il campione per la determinazione delle quantità w_D e w_S sia

opportunamente definita. A tale proposito esistono procedure standardizzate dalla diverse normative. Con riferimento alle normative italiane è possibile riferirsi alle indicazioni della normativa OPCM 3431 del 2005. Negli stati uniti ci si riferisce alla "*Tentative general requirements for the design and construction of seismic-isolated structures*", pubblicata dalla SEAOC nel 1990, ed inserita nelle UBC.

La normativa italiana impone la determinazione dinamica, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, e anche a 12 MPa se il valore della tensione di compressione di progetto supera i 9 MPa, dello smorzamento ξ mediante prove cicliche sinusoidali alla frequenza di 0,5 Hz ed in corrispondenza del 3° ciclo. Tali prove saranno tese alla determinazione delle curve ξ - γ per valori di γ pari a 0.05, 0.3, 0.5, 0.7, 1.0 e 2.0, effettuando almeno 5 cicli per ciascuna ampiezza.

La normativa americana prevede che per definire lo smorzamento di dispositivi elastomerici si eseguano tre prove cicliche sul dispositivo stesso fino ad uno spostamento pari allo spostamento di progetto e sotto un carico verticale pari al carico gravante su ciascun isolatore in condizioni di esercizio. Le prove vanno eseguite dinamicamente a tre differenti frequenze di applicazione del carico, pari rispettivamente a 1/2, 1 e 2 volte l'inverso del periodo della struttura isolata. L'energia dissipata w_D viene quindi valutata come la minima area del ciclo ottenuto in ciascuna delle tre prove, mentre l'energia elastica di deformazione w_S viene assunta pari alla massima area sottesa dalla curva media forza - spostamento ottenuta per ciascun ciclo.

Calcolando il valore del rapporto di smorzamento in corrispondenza di diversi livelli di deformazione orizzontale γ , si osserva una sensibile variabilità come già mostrato nella figura 40.

4.5 VERIFICHE DI SICUREZZA DEI DISPOSITIVI HDRB

Le verifiche allo stato limite ultimo illustrate in questa sezione, oltre a consentirci di controllare la deformazione di taglio massima degli isolatori e di porci in sicurezza nei confronti dei fenomeni di instabilità, ci permettono di verificare che la tensione massima nelle piastre di acciaio sia inferiore ai valori di snervamento del materiale.

Verifica della deformazione di taglio massima negli isolatori

Per gli isolatori in elastomero e acciaio, la deformazione di taglio totale di progetto γ_t (105) è data dalla somma delle aliquote dovute alla compressione (variabile lungo la dimensione dell'isolatore), allo spostamento sismico totale inclusi gli effetti torsionali (costante su tutta la gomma) ed alla rotazione angolare.

$$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma = \frac{1,5N}{S_1 \cdot G \cdot A_r} + \frac{d}{t_e} + \frac{a^2}{2 \cdot t \cdot t_e} \quad (105)$$

Questa deformazione in genere è limitata dalle normative nella misura del 500% circa.

Per la verifica dell'aderenza elastomero-acciaio si utilizza una relazione del tipo mostrato nella (106):

$$\gamma_s \leq \frac{\gamma^*}{1,5} \quad (106)$$

dove γ^* è il valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero acciaio senza segni di rottura (l'attuale normativa italiana fissa questo valore nella quantità minima di 2,5).

In condizioni di esercizio è importante controllare che la deformazione di taglio degli isolatori, dovuta allo spostamento di progetto al periodo di isolamento scelto, sia minore di 2 ed in genere che si attesti intorno a 1-1,5. Infatti, in questo intervallo di deformazione, i dispositivi utilizzati presentano uno buono smorzamento equivalente ξ (~10% di quello critico, *vedi punto successivo*) ed inoltre il modulo di taglio G si mantiene quasi costante.

Si fa notare che gli isolatori progettati a questi livelli di deformazione orizzontale hanno un sufficiente margine di sicurezza rispetto alle condizioni ultime. Infatti molti test statici su vari isolatori elastomerici mostrano che questi non presentano rotture per deformazioni a taglio inferiori a 6 volte quelle di progetto [Ishida et al., 1992] (i risultati ottenuti stimando la rottura dinamica degli isolatori con prove statiche sono sicuramente a vantaggio di sicurezza). In generale si nota che la deformazione a taglio ultima per gli

isolatori elastomerici ad alto smorzamento si attesta intorno al 500% [Kawamata e Nagai, 1992]. Inoltre, da test effettuati su isolatori con diversi fattori di forma secondari, emerge che per piccoli valori di essi la capacità di deformazione a taglio sotto grossi carichi verticali è drasticamente ridotta. In particolare si è notato che per dispositivi con fattore di forma secondario $S_2=2$ il comportamento risulta essere molto instabile rispetto ad isolatori con $S_2=4$ il cui comportamento è analogo a quelli con fattore di forma superiore [Mizikoshi et al. 1992].

Verifica delle tensioni nelle piastre di acciaio

La tensione massima σ_s agente nella generica piastra d'acciaio deve risultare inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio f_{yk} , ossia:

$$\sigma_s = \frac{N(t_1 + t_2)}{(A_r t_s)} < f_{yk} \quad (107)$$

dove t_1 e t_2 sono gli spessori dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra e t_s è lo spessore della piastra ($t_s > 2\text{mm}$).

La relazione fornita dalle attuali normative per questo tipo di verifica è:

$$\sigma_s = \frac{1,3N(t_1 + t_2)}{(A_r t_s)} < f_{yk} \quad (108)$$

4.6 IL PROBLEMA DELLA STABILITÀ

Il problema della stabilità diventa sempre più importante nella progettazione e nella valutazione del comportamento meccanico dei dispositivi, vista l'attuale tendenza ad assumere carichi verticali molto elevati e fattori di forma secondari bassi.

Del resto i dispositivi di isolamento sono suscettibili di fenomeni di instabilità determinata dalla bassa rigidità a taglio, e la stima del carico critico N_{cr} richiederebbe una impostazione non lineare a causa dei grandi

spostamenti in gioco (comportamento in regime di grandi spostamenti sotto elevati carichi assiali). Per l'analisi di buckling di un isolatore elastomerico si procede in analogia con la teoria della trave, assumendo che le sezioni orizzontali rimangono piane. La teoria illustrata in seguito, deriva dagli studi di Haringx del 1947 applicati da Gent e Lindley [Gent e Lindley, 1958] al problema dell'instabilità di dispositivi in gomma-acciaio, e da [Kelly, 1993].

4.6.1 Riferimenti teorici

In [Kelly, 1993] sono riportate le basi di questa teoria derivante dalla trattazione euleriana dell'instabilità delle colonne. Per modellare l'isolatore come una trave, è necessario fare le seguenti assunzioni:

si considera il blocco di gomma-acciaio come una colonna di altezza h e sezione di area A con una rigidezza a taglio per unità di lunghezza pari a $V_S = GA_S$ dove A_S è l'area effettiva a taglio data da:

$$A_S = A \frac{h}{t_e} \quad (109)$$

dove h/t_e , rapporto tra l'altezza del dispositivo e l'altezza totale della gomma, è un fattore maggiore dell'unità, e quindi determina un incremento di A , dovuto al fatto che l'acciaio non si deforma. Il pedice "s" sta a significare "shear" ossia *taglio*.

In termini di queste quantità, la rigidezza orizzontale $K_H = GA/t_e$ diventa:

$$K_H = \frac{GA_S}{t_e} \quad (110)$$

ed il carico critico d'Eulero in assenza di deformazione a taglio risulta:

$$N_E = \frac{\pi^2 EI_S}{h^2} \quad (111)$$

L'equazione del carico critico N_{cr} risulta essere la seguente:

$$N^2 + NN_S + N_S N_E = 0 \rightarrow N_{cr} = \frac{-N_S + \sqrt{N_S^2 + 4N_S N_E}}{2} \quad (112)$$

e nelle seguenti ipotesi semplificative:

$$N_S \approx GA; N_E \approx \frac{1}{3} \frac{6GS_1^2 l \pi^2}{h^2} \approx GA \left(\frac{2S_1^2 l \pi^2}{A} \right); N_E \gg N_S$$

il carico critico può essere approssimato dalla:

$$N_{cr} = (N_S N_E)^{1/2} = \left(GA \frac{h}{t_e} \right)^{1/2} \left(\frac{\pi^2}{h^2} \frac{1}{3} 6GS_1^2 A \cdot r^2 \frac{h}{t_e} \right)^{1/2} = \frac{\sqrt{2} \pi GAS_1 r}{t_e} \quad (113)$$

in cui il giratore d'inerzia, indicato con r , per isolatori circolari vale $D/4$.

Da questa trattazione viene fuori la relazione suggerita in genere dalle norme, in condizioni di deformazione orizzontale, per la valutazione approssimata del carico critico N_{cr} :

$$N_{cr} = \frac{GA_r S_1 D}{t_e} = GS_1 S_2 A_r > \alpha \cdot N \quad (114)$$

dove N è il carico massimo agente sul singolo isolatore ed α è il coefficiente di sicurezza (nelle norme assunto tra 2 e 3).

4.6.2 Stabilità in regime di grandi spostamenti

Sebbene l'analisi lineare sia esatta per il controllo della stabilità, vi sono elementi strutturali per i quali non si può prescindere da considerazioni in regime di grandi spostamenti; un isolatore sismico è uno di questi, in quanto soggetto a forti spostamenti laterali che rendono fondamentale tener conto della loro influenza sul carico critico.

Ci sono due possibili ipotesi per approssimare lo studio del problema:

- lo spostamento critico (definito come lo spostamento in corrispondenza del quale l'isolatore esibisce rigidezza orizzontale nulla) è lo spostamento laterale tale che la tensione dell'area (a compressione) ridotta calcolata come carico divisa per A_r , raggiunge la tensione critica. In altre parole: essendovi riduzione dell'area efficace a seguito di uno spostamento laterale, il carico, agente su di un'area più piccola, dà luogo a tensioni maggiori; quando questa tensione raggiunge il valore critico lo spostamento che la ha causata prende il nome di spostamento critico.
- l'area A che compare nell'espressione del carico critico nella configurazione in deformata viene sostituita dall'area ridotta A_r .

Da analisi sperimentali si è visto che la seconda ipotesi è quella che conduce a stime del carico critico più vicine alla realtà.

Con riferimento alla seconda ipotesi, quindi, la grandezza fondamentale è:

$$A_r = 2R^2 \cdot (\vartheta - \sin \theta \cos \theta) = 2R^2 \left(\frac{\pi}{2} - \phi - \sin \theta \cos \theta \right) \quad (115)$$

con:

A_r = area ridotta ottenuta dalla sovrapposizione delle delle superfici di sommità superiore e inferiore

R = raggio dell'isolatore

ϕ = angolo ottenuto congiungendo l'intersezione delle superfici sovrapposte e l'asse parallelo alla direzione di spostamento

La relazione (115) restituisce il valore dell'area che effettivamente si oppone al carico verticale; essendo inferiore rispetto ad A , la tensione risultante sarà maggiore.

All'aumentare dello spostamento laterale si riduce l'area ridotta e la tensione giunge al valore critico.

A questo punto, si richiama la relazione fornita per il calcolo del carico critico (116), ovvero:

$$P_{crit} = \frac{\sqrt{2} \cdot \pi G A S_1 r}{t_e} \quad (116)$$

In accordo con la succitata ipotesi si sostituisce l'area ridotta all'area totale e si ottiene la (117)

$$P_{crit} = \frac{\sqrt{2} \cdot \pi G A_r S_1 r}{t_e} \quad (117)$$

in cui sostituendo la (115), si ottiene la (118)

$$P_{crit} = \frac{\sqrt{2} \cdot \pi G S_1 r}{t_e} 2R^2 \left(\frac{\pi}{2} - \phi - \sin \theta \cos \theta \right) \quad (118)$$

dove

$$\theta = \arccos d = \arccos \left(\frac{d_2}{2R} \right) \quad (119)$$

Avendo indicato con d_2 lo spostamento laterale in sommità. Sostituendo la (119) nella (118) si ottiene l'espressione del carico critico al variare dell'area ridotta (120).

$$P_{crit} = \frac{\sqrt{2} \cdot \pi G S_1 r}{t_e} 2R^2 \left\{ \arccos \left(\frac{d_2}{2R} \right) - \sin \left[\arccos \left(\frac{d_2}{2R} \right) \right] \cdot \cos \left[\arccos \left(\frac{d_2}{2R} \right) \right] \right\} \quad (120)$$

4.6.3 Verifica globale - rollout

Un'ulteriore verifica che può effettuarsi sugli isolatori elastomerici è la verifica di rollout [Naeim e Kelly, 1999]. Un blocco di elastomero e acciaio, anche se non è soggetto a fenomeni di buckling, può essere soggetto ad un'altra forma di instabilità se esso è connesso alle piastre terminali attraverso

collegamenti che non resistono a sforzi di trazione. Inizialmente i progettisti di isolamento imponevano che l'isolatore non andasse in trazione e quindi progettavano una connessione solo a taglio ("ad incasso") e non bullonata (cioè capace di assorbire anche gli sforzi di trazione). Gli isolatori "incassati" erano soggetti all'instabilità da rollout, fenomeno causato da uno spostamento laterale più grande di quello sopportabile dal dispositivo. Il blocco elastomerico è instabile nel senso che al di là di questo spostamento la curva $F-d$ ha un andamento decrescente.

Dato che l'isolatore non resiste a trazione, il movimento sopra e sotto il blocco è prodotto dallo spostamento della retta d'azione della risultante dei carichi verticali, come mostrato in figura 62. Il limite dello spostamento della retta d'azione è tanto più esteso quanto più la risultante si trova vicino al bordo del dispositivo, e l'equilibrio tra il momento generato dalla forza orizzontale F e quello generato dal carico verticale N è dato dalla seguente espressione:

$$N(D - d_{\max}) = hF \quad (121)$$

dove D è il diametro del blocco elastomerico se si tratta di isolatore circolare mentre è il lato se si tratta di isolatore quadrato. La relazione tra la forza laterale F e lo spostamento d è mostrata nel diagramma $F-d$ in figura . Assumendo $F = K_H d$ si ha:

$$\frac{d_{\max}}{D} = \frac{N}{N + K_H h} \quad (122)$$

dato che $K_H = GA/t_e$ e $p_m = N/A$, si ottiene che:

$$\frac{d_{\max}}{D} = \frac{1}{1 + \left(\frac{G}{p_m}\right)\left(\frac{h}{t_e}\right)} \quad (123)$$

Il rapporto d_{max}/D rappresenta lo spostamento massimo per l'isolatore come percentuale della dimensione in pianta; quindi se lo spostamento supera questo limite possono verificarsi fenomeni instabili di rollout.

Una regola che deriva dall'esperienza assume per ogni dispositivo, un'area ridotta A_r almeno pari al 20% dell'area A in corrispondenza del massimo spostamento; questo, per dispositivi di forma quadrata varrebbe a dire che il rapporto d_{max}/D non dovrebbe mai scendere al di sotto di 0.2.

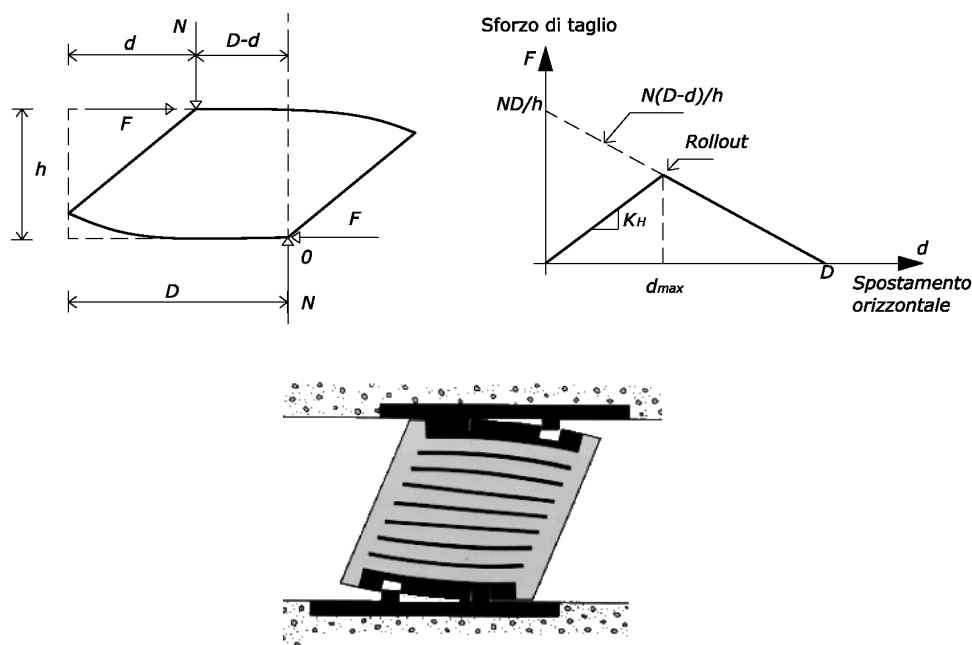


figura 62. Meccanica del rollout [Naeim e Kelly, 1999].

Infine c'è da dire che anche se il dispositivo è bullonato, questa formula fornisce un criterio per limitare la trazione localmente indotta dallo spostamento orizzontale, e, sebbene in alcune prove si è osservato che il massimo spostamento può benissimo superare il valore del diametro, è certamente buona pratica progettuale limitare lo spostamento al valore definito dalla verifica di roll-out anche quando il collegamento con la parte in elevazione ed di fondazione è bullonato.

Capitolo 5

Sperimentazione numerica

Il capitolo 5, riguarda l'analisi agli elementi finiti (FEM) dei dispositivi di isolamento HDRB e si illustra la calibrazione del modello, eseguita attraverso diverse analisi di sensibilità, con particolare attenzione alla scelta del modello iperelastico da utilizzare per la gomma.

Si descrivono i modelli utilizzati nelle analisi parametriche e vengono forniti i risultati delle prime analisi FEM su due set di isolatori elastomerici per valutarne lo stato tenso-deformativo al variare dei due fattori di forma sotto l'azione di elevati carichi verticali.

La discussione sintetica dei risultati riguarda l'effetto dei due fattori di forma, primario e secondario, nonché l'effetto dei carichi verticali elevati sul comportamento meccanico dei dispositivi elastomerici, con particolare attenzione allo stato tenso-deformativo.

5.1 MATERIALI

I dispositivi HDRB sono costituiti da due materiali: la gomma e l'acciaio. La gomma si presenta come materiale quasi incompressibile a comportamento non lineare iperelastico. L'acciaio, che costituisce il rinforzo interno della gomma, può presentare escursioni in campo plastico negli isolatori sotto carico, ragion per cui deve in genere essere considerata la sua non linearità.

5.1.1 *Il materiale elastomerico*

La gomma è un materiale elastomerico, classe di materiali organici che, in virtù di una determinata struttura molecolare, sono caratterizzati da un comportamento meccanico notevolmente deformabile e reversibile (elastico). Essa possiede notevoli proprietà smorzanti, grande capacità di assorbimento di energia, sostiene grandi deformazioni elastiche risultando molto flessibile e resistente agli urti; è contraddistinta da tipiche proprietà meccaniche che possono essere riassunte come segue:

- grandi deformazioni elastiche;
- comportamento non lineare evidenziato dalle curve carico-spostamento (iperelasticità);
- capacità smorzanti;
- quasi o totale incompressibilità.

Le curve carico-deformazione forniscono sia il modulo di Young all'origine E_0 (circa 1 MN/m^2) sia il modulo di elasticità tangenziale G ; prove condotte su mescole di differente composizione hanno mostrato che $G=(1/3 \div 1/4)E_0$. In particolare, il valore di E_0 viene ricavato sul tratto iniziale delle curve, che per deformazioni dell'ordine di alcune unità percentuali è approssimativamente lineare; in maniera analoga può essere ottenuto il modulo G in prove di taglio. Il modulo di elasticità cubica della gomma K (modulo di compressibilità o modulo di Bulk) vale circa $1000 \div 2000 \text{ MN/m}^2$, molto maggiore del modulo di Young, pertanto il modulo di Poisson può teoricamente essere assunto pari a 0.5.

In tabella 100 sono riportati i valori del modulo di Young E_0 , del modulo di taglio G e del modulo di compressibilità K per gomme con diversa durezza. L'elevato valore del modulo di Bulk indica che la deformabilità volumetrica della gomma è molto piccola anche sotto carichi elevati, sempre che le variazioni di forma siano adeguatamente consentite. Teoricamente con un modulo di Poisson pari a 0.5, E_0 dovrebbe essere pari a $3G$; ciò è verificato per basse durezza in gomma naturale, ma per gomme più dure il valore di E_0 aumenta a circa $4G$.

Durezza IRHD\pm2	Modulo di Young E_0 MN/m²	Modulo di Taglio G MN/m²	Modulo di Bulk K MN/m²
30	0,92	0,30	1000
35	1,18	0,37	1000
40	1,50	0,45	1000
45	1,80	0,54	1000
50	2,20	0,64	1030
55	3,25	0,81	1090
60	4,45	1,06	1150
65	5,85	1,37	1210
70	7,35	1,73	1270
75	9,40	2,22	1330

tabella 10. Caratteristiche dei materiali elastomerici per isolatori sismici

A fronte di un modulo elastico all'origine relativamente basso, la gomma mostra invece allungamenti percentuali a rottura estremamente elevati (fino a 500÷800%), e ciò ne differenzia notevolmente il comportamento dagli altri materiali solidi. Per ciò che concerne la resistenza meccanica, il carico di rottura della gomma in trazione è di circa 14÷28 MN/m² se calcolato rispetto all'area della sezione iniziale del provino mentre può raggiungere i 200 MN/m² se calcolato rispetto alla sezione reale; tale valore è di circa 5 volte inferiore al valore corrispondente per l'acciaio. Viceversa la rottura a compressione avviene per carichi ben superiori a 160 MN/m².

Si denota inoltre un aumento di rigidità per grandi deformazioni (iperelasticità), causato dalla formazione di una struttura cristallina per effetto dello stiramento delle catene polimeriche che tendono a disporsi parallelamente alla direzione in cui avviene l'estensione. Questo tipo di cristallizzazione differisce da quella dovuta al congelamento non solo per il diverso orientamento delle molecole ma anche per la notevole rapidità con cui essa avviene. La formazione di questa struttura cristallina, conseguente ad un'azione di "stretching", dà origine all'alta resistenza a trazione, alla lunga durata sotto sollecitazioni di fatica ed alla resistenza alla lacerazione delle gomme; ad essa è attribuito un ruolo fondamentale nella determinazione delle proprietà elastiche del materiale. In ogni caso, i cristalli formati scompaiono nel momento in cui cessa la causa deformante.

Per ciò che riguarda la “durezza”, essa è data sostanzialmente dalla misura della deformazione elastica, reversibile, prodotta da un penetratore a forma speciale, sotto un carico determinato. Essa è perciò collegata al modulo di Young della gomma (a differenza di ciò che avviene per la durezza dei metalli che è la misura di una penetrazione plastica irreversibile). Le misurazioni della durezza sono generalmente usate per caratterizzare le gomme vulcanizzate. La durezza della gomma, misurata in diverse scale (gradi Shore, gradi IRHD), va però considerata con una certa approssimazione per tener conto del grado di errore che si può commettere all’atto della misurazione. Per questa ragione nella tabella 6.1 è data la tolleranza di ± 2 gradi.

Quando la gomma vulcanizzata è mantenuta ad una deformazione costante, le forze iniziali diminuiscono gradualmente; questo fenomeno viene chiamato “rilassamento del carico sotto deformazione”. In maniera analoga la gomma soggetta ad un carico costante nel tempo continua a deformarsi lentamente secondo un classico fenomeno di “scorrimento viscoso (Creep)”. E’ stato osservato che sia il rilassamento del carico sotto deformazione, sia il creep, variano approssimativamente in modo lineare con il logaritmo del tempo.

La gomma, come i metalli, può rompersi per “fatica” se sottoposta a deformazioni ripetute, anche se queste sono molto inferiori all’allungamento a rottura. La rottura per fatica è causata dalla crescita di tagli attraverso tutta la sezione del provino che si innescano preferenzialmente in zone che presentano imperfezioni e dove si hanno forti concentrazioni di stati tensionali. La propagazione della rottura (cut growth) è relativamente rapida ed aumenta all’aumentare dell’ampiezza del taglio, per cui, quando lo sforzo alle estremità della screpolatura è molto grande, si verifica un collasso istantaneo simile alla rottura fragile che si riscontra in materiali poco duttili.

5.1.1.1 Comportamento non lineare del materiale gomma

L’equazione di equilibrio di una struttura discretizzata col metodo degli elementi finiti è data in generale da una relazione matriciale del tipo:

$$\{F\} = [K] \{\Delta\}$$

essendo $[K]$ la matrice di rigidezza, $\{\Delta\}$ il vettore degli spostamenti ed $\{F\}$ il vettore dei carichi esterni. Tale relazione è di tipo lineare se aumentando il

carico di un fattore α si verifica che anche lo spostamento e quindi le tensioni aumentano dello stesso fattore α . Quando non è verificata tale condizione, allora il problema è non lineare. Quando si calcolano $[K]$ e $\{F\}$, occorre effettuare l'integrazione sul volume dell'elemento; se gli spostamenti sono piccoli, il volume dell'elemento rimane costante e se anche le deformazioni sono piccole, la relazione tra le deformazioni e gli spostamenti, espressa dalla matrice $[B]$, non dipende dagli spostamenti stessi:

$$\{\epsilon\} = [B] \{\Delta\}$$

essendo $[B]$ funzione delle coordinate nodali costanti, oltre che delle variabili indipendenti x, y, z . Questa è la prima linearità che si ipotizza, che è di tipo geometrico o cinematico.

Successivamente quando si calcola la matrice di rigidezza, si suppone che la matrice del materiale $[D]$ sia elastica, e quindi costante ed indipendente dagli spostamenti:

$$\{\sigma\} = [D] \{\epsilon\}$$

Questa è la seconda linearità, che è del materiale.

I problemi in cui la legge tra tensione e deformazione non è lineare, ma gli spostamenti e le deformazioni sono piccoli, sono detti di sola non linearità del materiale. Quando invece la relazione deformazione-spostamento non è di tipo lineare, allora il problema è di non linearità geometrica o cinematica. In questo caso si suole distinguere tra i problemi con piccole deformazioni e grandi spostamenti e i problemi con grandi deformazioni e spostamenti.

Nel primo caso il materiale può avere un comportamento elastico oppure non, mentre nel secondo caso anche il comportamento del materiale è generalmente non lineare. Nei problemi di non linearità geometrica (a grandi spostamenti), si incontrano grosse difficoltà analitiche ed in certe condizioni non esiste un'unica soluzione del problema. Ecco perchè in questi casi si utilizzano i metodi incrementali in quanto con piccoli incrementi di carico si può seguire passo passo un percorso che non salti improvvisamente ad una posizione di equilibrio poco interessante. L'approccio utilizzato nei problemi di grandi spostamenti è quello di separare il moto totale in un moto di puro corpo rigido (traslazione e rotazione) e in una deformazione. Mentre la

deformazione infinitesima ha una unica definizione, la deformazione finita può essere descritta in molti modi. Ecco allora che nel caso di deformazioni finite, ovvero quando la relazione deformazione-spostamento contiene termini almeno del 2°ordine, non esiste una unica scelta per misurare le deformazioni; la descrizione del moto deve essere fatta con una formulazione tale che la misura delle deformazioni e tensioni sia non solo conveniente numericamente, ma soprattutto appropriata alla descrizione del comportamento del materiale.

Ciò spiega perchè per gli elastomeri la descrizione viene fatta in funzione degli invarianti delle deformazioni; le tensioni come tali non vengono introdotte, se non come definizione di variazione di energia potenziale rispetto a tali invarianti. Quindi in questo caso sia in presenza della linearità del materiale che non, bisogna considerare che:

- l'equilibrio della struttura deve essere calcolato rispetto al corpo deformato;
- la relazione deformazione-spostamento deve contenere termini anche del 2°ordine.

Nei problemi di non linearità del materiale, la difficoltà è determinare le leggi costitutive del materiale che rappresentino il più possibile la situazione reale. Per lo studio del comportamento non lineare del materiale, è necessario considerare le proprietà fisiche che vengono poi espresse analiticamente attraverso la leggi costitutive. Le equazioni costitutive dei materiali descrivono il comportamento macroscopico che deriva dalla natura del materiale stesso per effetto dei carichi applicati. Il comportamento reale è estremamente complesso, per cui si formulano equazioni che descrivono la risposta di un materiale ideale. Ciascuna risposta è una formulazione matematica che approssima osservazioni fisiche di una risposta reale in un campo di validità ben definito.

La gomma vulcanizzata presenta caratteristiche peculiari che dipendono non solo dall'ampiezza di deformazione ma anche dalla velocità di deformazione. Comunemente si parla di comportamento iperelastico in ambito statico e viscoelastico in ambito dinamico. I dati sperimentali suggeriscono che il legame sforzi-deformazioni possa essere approssimato come una sovrapposizione di una parte indipendente dal tempo-frequenza (definita long

term) e una parte dipendente dal tempo-frequenza (definita short term). E' quindi possibile modellare il comportamento della gomma vulcanizzata sovrapponendo due modelli distinti, uno iperelastico (long term) e uno viscoelastico (short term), che lavorano in parallelo:

- Il modello iperelastico, nel quale viene rappresentata la non linearità e la capacità di subire grandi deformazioni della gomma, è un modello tempo indipendente, per cui non si riesce a valutare alcun fenomeno dissipativo. Si ottengono buoni risultati in campo statico, dove questi ultimi effetti sono meno importanti. Non si considera in alcun modo l'effetto della temperatura.
- Il modello viscoelastico, di tipo tempo-dipendente permette di rappresentare la dissipazione di energia e quindi fenomeni quali l'isteresi, il creep e il rilassamento. Si ha la possibilità di simulare più realisticamente il comportamento dinamico della gomma. I modelli più comuni sono lineari.

Per i materiali iperelastici si può definire, come vedremo meglio in seguito, una funzione U potenziale di energia di deformazione, la quale, derivata rispetto ad una componente di deformazione, determina la corrispondente componente di tensione:

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial U}{\partial \varepsilon_{ij}}$$

5.1.1.2 Caratterizzazione del comportamento meccanico di un elastomero

Tra le metodologie finalizzate alla caratterizzazione teorica del comportamento meccanico di un elastomero se ne possono individuare essenzialmente due:

- l'approccio molecolare tipico della teoria cinetica dei gas;
- l'approccio fenomenologico della meccanica del continuo.

Sebbene l'approccio cui si farà in seguito riferimento è di natura fenomenologica, è doveroso dedicare un piccolo cenno alla teoria statistica che ha rappresentato l'inizio della discussione sistematica sulla elasticità della gomma.

Teoria Statistica

Nell'ambito di tale teoria numerosi sono i contributi offerti da vari autori, soprattutto nella prima metà del secolo; essa si sviluppa sulla base del postulato secondo il quale l'elasticità dei materiali elastomerici è dovuta ad un effetto intramolecolare: la variazione di entropia. Ogni interazione di tipo intermolecolare è indipendente dalla configurazione e conseguentemente non gioca alcun ruolo nello stato di deformazione del materiale. La teoria fornisce la seguente espressione per la densità di energia di deformazione U (energia elastica immagazzinata nell'unità di volume):

$$U = \frac{1}{2} G (\lambda_1^2 + \lambda_2^2 + \lambda_3^2 - 3) = \frac{1}{2} G (I_1 - 3)$$

essendo:

- $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ le dilatazioni principali di deformazione;
- $I_1 = \lambda_1^2 + \lambda_2^2 + \lambda_3^2$ il primo invariante del tensore deviatorico della deformazione;
- $G = NkT$ dove N è il numero delle molecole presenti nell'unità di volume, T la temperatura assoluta e k la costante di Boltzmann.

Tale formula presenta l'indubbio vantaggio di essere definita dal solo parametro fisico G dipendente dalla struttura del materiale, ma la sua risposta in termini di legame tensione-deformazione presenta dei rilevanti scostamenti dal comportamento sperimentale.

Teoria fenomenologica

La teoria fenomenologica fornisce una rappresentazione matematica del comportamento meccanico del materiale elastomerico attraverso una semplice osservazione del risultato sperimentale; il materiale è pertanto trattato con gli strumenti della meccanica del continuo senza che venga fornita alcuna correlazione con la struttura molecolare. Scopo primario della teoria

fenomenologica è quello di fornire un mezzo per calcolare le relazioni tra lo stato di deformazione e quello di tensione nella maniera più generale possibile analogamente alla classica teoria dell'elasticità, con la differenza che in tal caso deve essere rimossa l'ipotesi di piccole deformazione. In tale approccio la formulazione matematica delle proprietà meccaniche del continuo elastico si estrinseca nella determinazione di opportune forme per la funzione densità dell'energia di deformazione. In ogni caso, le forme di energia di deformazione definite teoricamente devono essere verificate sperimentalmente; tale verifica comporta l'introduzione di opportune restrizioni matematiche alla formulazione della funzione U . In letteratura troviamo numerosi modelli proposti per la funzione densità energia di deformazione per i materiali elastomerici, raggruppabili in due grandi categorie a seconda che siano espressi in funzione degli invarianti di deformazione o in funzione esplicita delle dilatazioni principali di deformazione; questa suddivisione resta valida sia per materiale ritenuto totalmente incompressibile, sia per materiale ritenuto quasi incompressibile.

5.1.1.3 Modelli dell'energia di deformazione (teoria fenomenologia)

La maggior parte dei modelli per materiale iperelastico è di tipo fenomenologico e tutti i parametri caratteristici non sono direttamente legati alle caratteristiche chimiche della gomma. Tutte le leggi si basano sull'assunzione di materiale elastico ed isotropo. L'iperelasticità del materiale è descritta in termini di potenziale di energia di deformazione U che definisce la quantità di energia di deformazione accumulata nel materiale per unità di volume di riferimento (volume nella configurazione iniziale) tramite una funzione della deformazione istantanea del materiale.

Prima di procedere all'illustrazione delle diverse formulazioni del potenziale di energia di deformazione, si devono fornire le seguenti definizioni:

- $\lambda_i = L/L_o = L + \Delta_u = 1 + \varepsilon_{nom}$ rapporto di allungamento (stretch) lungo la direzione principale i -esima di deformazione, di un sistema di tre assi mutuamente ortogonali con origine nel punto considerato dove ε_{nom} rappresenta la deformazione nominale;

- $\bar{\lambda}_i = J^{-\frac{1}{3}} \lambda_i$ allungamento deviatorico (o stretch deviatorico);
- $J = J_{el} = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 = V/V_0$ variazione di volume, ossia rapporto tra volume a deformazione avvenuta e volume iniziale;
- $\bar{I}_1, \bar{I}_2, \bar{I}_3$ invarianti del tensore deviatorico della deformazione definiti come segue:

$$\bar{I}_1 = \bar{\lambda}_1^2 + \bar{\lambda}_2^2 + \bar{\lambda}_3^2 \quad \bar{I}_2 = \bar{\lambda}_1^2 \bar{\lambda}_2^2 + \bar{\lambda}_2^2 \bar{\lambda}_3^2 + \bar{\lambda}_3^2 \bar{\lambda}_1^2 \quad \bar{I}_3 = \bar{\lambda}_1^2 \bar{\lambda}_2^2 \bar{\lambda}_3^2$$

Con l'ipotesi di incompressibilità volumetrica si ha che: $\bar{I}_3 = \bar{\lambda}_1^2 \bar{\lambda}_2^2 \bar{\lambda}_3^2 = 1$, cosicché l'invariante terzo non è funzione dello stato deformativo e conseguentemente, la funzione U può essere espressa unicamente come funzione dei primi due invarianti.

Esistono, in letteratura, diverse forme di potenziale di energia di deformazione per la modellazione di un elastomero, che dividono la funzione U in un termine deviatorico (U_d) ed uno volumetrico (U_v), funzione degli invarianti del tensore deviatorico della deformazione o funzione esplicita dello stretch deviatorico.

In figura 63 sono riportate diverse forme della funzione potenziale di energia di deformazione, suddivise nei due gruppi descritti in precedenza. Tutte le forme consentono di portare in conto la compressibilità della gomma in funzione della variazione volumetrica J_{el} . In tutte le forme, il primo termine U_d è funzione degli invarianti deviatorici del tensore delle deformazioni.

Dividono U in un termine deviatorico ed uno volumetrico

Polinomiale di ordine N $\rightarrow U = U_d(\bar{I}_1, \bar{I}_2) + U_v J^{el}$

N=1 \rightarrow Mooney-Rivlin a 2 parametri

N=2 \rightarrow Mooney-Rivlin a 5 parametri

N=3 \rightarrow Mooney-Rivlin a 9 parametri

Polinomiale ridotta	\rightarrow	$U = U_d(\bar{I}) + U_v J^{el}$
Yeoh (3 parametri)	\rightarrow	
Neo-Hookean (1 param.)	\rightarrow	
Arruda - Boyce	\rightarrow	
Van der Waals	$\rightarrow U = U_d(\bar{I}_1, \bar{I}_2) + U_v J^{el}$	

U funzione esplicita dello stretch deviatorico $\bar{\lambda}$

Ogden $\rightarrow U = U_d(\bar{\lambda}_1, \bar{\lambda}_2, \bar{\lambda}_3) + U_v J^{el}$

figura 63. Forme della funzione potenziale di energia di deformazione U.

a. Potenziale Polinomiale

$$U = \sum_{i+j=1}^N C_{ij} (\bar{I}_1 - 3)^i (\bar{I}_2 - 3)^j + \sum_{i=1}^N \frac{1}{D_i} (J_{el} - 1)^{2i}$$

dove D è un parametro dipendente dalla temperatura, \bar{I}_1 l'invariante primo del tensore deviatorico delle deformazioni definito come in precedenza e \bar{I}_2 l'invariante secondo del tensore deviatorico delle deformazioni definito in precedenza. $\bar{\lambda}_i$ è l'allungamento deviatorico e J è definito come:

$$J = \det(F)$$

dove F è il gradiente di deformazione.

$$F = \begin{bmatrix} \lambda_1 & 0 & 0 \\ 0 & \lambda_2 & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_3 \end{bmatrix}$$

Se viene assunta l'ipotesi di incompressibilità del materiale, si può assumere $J=1$ e di conseguenza l'invariante primo del tensore delle deformazioni diventa il primo invariante del tensore deviatorico delle deformazioni.

- J_{el} è definita come la parte elastica di J ;
- Il modulo di taglio iniziale è dato da $\mu = 2(C_{10} + C_{01})$;
- Il modulo di comprimibilità volumetrica è in relazione con D attraverso l'espressione $K_0 = 2/D_1$: se D è zero il materiale risulta perfettamente incompressibile.

b. Potenziale polinomiale ridotto

$$U = \sum_{i=1}^N C_{i0} (\bar{I}_1 - 3)^i + \sum_{i=1}^N \frac{1}{D_i} (J_{el} - 1)^{2i}$$

Il modulo di taglio iniziale e il modulo di comprimibilità volumetrica sono definiti come segue:

- Il modulo di taglio iniziale è dato da $\mu = 2C_{10}$;
- Il modulo di comprimibilità volumetrica è in relazione con D attraverso l'espressione $K_0 = 2/D_1$.

c. Potenziale di Yeoh

$$U = C_{10} (\bar{I}_1 - 3) + C_{20} (\bar{I}_1 - 3)^2 + C_{30} (\bar{I}_1 - 3)^3 + \\ + \frac{1}{D_1} (J_{el} - 1)^2 + \frac{1}{D_2} (J_{el} - 1)^4 + \frac{1}{D_3} (J_{el} - 1)^6$$

Il modulo di taglio iniziale e il modulo di comprimibilità volumetrica sono definiti come segue:

- Il modulo di taglio iniziale è dato da $\mu = 2C_{10}$;
- Il modulo di comprimibilità volumetrica è in relazione con D attraverso l'espressione $K_0 = 2/D_1$.

d. Potenziale Neo-Hooke

$$U = C_{10} (\bar{I}_1 - 3) + \frac{1}{D_1} (J_{el} - 1)^2$$

Il modulo di taglio iniziale e il modulo di compressibilità volumetrica sono definiti come segue:

- Il modulo di taglio iniziale è dato da $\mu = 2C_{10}$;
- Il modulo di comprimibilità volumetrica è in relazione con D attraverso l'espressione $K_0 = 2/D_1$.
-

e. Potenziale di Arruda-Boyce

$$U = \mu \left\{ \frac{1}{2}(\bar{I}_1 - 3) + \frac{1}{20\lambda_m^2}(\bar{I}_1^2 - 9) + \frac{11}{1050\lambda_m^4}(\bar{I}_1^3 - 27) + \frac{19}{7000\lambda_m^6}(\bar{I}_1^4 - 81) + \frac{519}{673750\lambda_m^8}(\bar{I}_1^5 - 243) \right\} + \frac{1}{D} \left(\frac{J_{el}^2 - 1}{2} - \ln J_{el} \right)$$

dove μ, λ_m , sono parametri dipendenti dalla temperatura.

- Il modulo di taglio iniziale è dato da μ ;
- Il modulo di comprimibilità volumetrica è in relazione con D attraverso l'espressione $K_0 = 2/D$.

f. Potenziale di Van der Waals

$$U = \mu \left\{ -(\lambda_m - 3) [\ln(1 - \eta) + \eta] - \frac{2}{3} a \left(\frac{\tilde{I} - 3}{2} \right)^{\frac{3}{2}} \right\} + \frac{1}{D} \left(\frac{J_{el}^2 - 1}{2} - \ln J_{el} \right) \quad \text{con}$$

$$\tilde{I} = (1 - \beta)\bar{I}_1 + \beta\bar{I}_2 \quad \text{e} \quad \eta = \sqrt{\frac{\tilde{I} - 3}{\lambda_m^2 - 3}}$$

a viene detto il parametro di interazione globale e b viene detto parametro invariante. Inoltre

$$\bar{I}_2 = \bar{\lambda}_1^{(a/b)} + \bar{\lambda}_2^{-2} + \bar{\lambda}_3^{-2}$$

- Il modulo di taglio iniziale è dato da μ ;
- Il modulo di comprimibilità volumetrica è in relazione con D attraverso l'espressione $K_0 = 2/D$.

g. Potenziale di Ogden

$$\sum_{i=1}^N \frac{2\mu_i}{\alpha_i^2} (\bar{\lambda}_1^{\alpha_i} + \bar{\lambda}_2^{\alpha_i} + \bar{\lambda}_3^{\alpha_i} - 3) + \sum_{i=1}^N \frac{1}{D_i} (J_{el} - 1)^{2i}$$

- Il modulo di taglio iniziale è dato da μ ;
- Il modulo di comprimibilità volumetrica è in relazione con D attraverso l'espressione $K_0 = 2/D$.

5.1.1.4 Determinazione dello stato tensionale

Lo stato tensionale associato ad una particolare forma della funzione densità energia deformazione U è ricavato dalle equazioni di Cauchy. Il tensore delle tensioni di Cauchy (*true stress*) espresso con riferimento alla configurazione deformata corrente è fornito da:

$$\sigma = (A_1 + A_2 I_1) B - A_2 B B + p I$$

dove:

- $A_1 = \left(\frac{2}{J} \right) \frac{\partial U}{\partial I_1}$; $A_2 = \left(\frac{2}{J} \right) \frac{\partial U}{\partial I_2}$
- $B = F(F)^T$;

- $p = -\frac{\partial U}{\partial J}$;
- I è la matrice identica e F è il tensore gradiente di deformazione contenente informazioni circa la configurazione deformata attuale rispetto a quella indeformata.

La generica componente σ_{ij} del tensore di tensione di Cauchy σ rappresenta la componente secondo l'asse i della forza per unità di area nel punto generico, su un elemento di superficie di normale j nella configurazione corrente. Essa rappresenta quindi una misura euleriana di tensione. Le componenti principali sono indicate con σ_i . La precedente relazione di carattere del tutto generale, si presta ad essere particolarizzata come descritto in seguito.

Se si considera uno stato di deformazione equibiassiale, le tensioni principali espresse in funzione di U sono date dalle relazioni:

$$\sigma_1 = \frac{2}{\lambda_1} \left(\lambda_1^2 - \frac{1}{\lambda_1^2 \lambda_2^2} \right) \left(\frac{\partial U}{\partial I_1} + \lambda_2^2 \frac{\partial U}{\partial I_2} \right) \quad \sigma_2 = \frac{2}{\lambda_2} \left(\lambda_2^2 - \frac{1}{\lambda_1^2 \lambda_2^2} \right) \left(\frac{\partial U}{\partial I_1} + \lambda_1^2 \frac{\partial U}{\partial I_2} \right)$$

esplicitando queste due equazioni rispetto alle incognite $\partial U / \partial I_1$ e $\partial U / \partial I_2$, è possibile ottenere due equazioni alle derivate parziali in cui i due termini $\partial U / \partial I_1$ e $\partial U / \partial I_2$ sono espressi in funzione delle due tensioni principali σ_1 e σ_2 e delle due dilatazioni principali λ_1 e λ_2 .

In maniera analoga, se si considera uno stato di estensione uniassiale, ad esempio lungo la direzione 1, si ha:

$$\sigma_1 = 2\lambda_1 (1 - \lambda_1^{-3}) \left(\lambda_1 \frac{\partial U}{\partial I_1} + \frac{\partial U}{\partial I_2} \right)$$

infine, per il caso di taglio puro è possibile scrivere:

$$\sigma = 2\lambda (\lambda - \lambda^{-3}) \left(\frac{\partial U}{\partial I_1} + \frac{\partial U}{\partial I_2} \right)$$

5.1.2 L'acciaio

Per ciò che concerne le piastre di acciaio interne ai dispositivi, è stato considerato un acciaio tipo Fe 430 con le conseguenti caratteristiche meccaniche elencate in seguito:

tensione di snervamento	$f_y=275 \text{ N/mm}^2$
tensione ultima	$f_u=430 \text{ N/mm}^2$
deformazione allo snervamento	$\varepsilon_y=0,13\%$
deformazione ultima	$\varepsilon_u=20\%$
modulo elastico	$E = 206000 \text{ N/mm}^2$

L'acciaio, per la calibrazione dei modelli, è stato considerato elasto-plastico. Per la definizione del modello plastico si sono inserite, nel codice di calcolo, le tensioni e le deformazioni "true", ossia vere, ottenute dalle tensioni e deformazioni "nominali" tramite le seguenti relazioni:

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom} (1 + \varepsilon_{nom}) \quad ; \quad \varepsilon_{true} = \ln(1 + \varepsilon_{nom})$$

5.1.3 Adesione gomma - acciaio

In tutti i dispositivi che utilizzano la gomma in compressione, è necessaria anche la presenza di parti metalliche sia allo scopo di consentirne il fissaggio sia per aumentarne la rigidezza verticale (come avviene negli isolatori sismici e nei supporti per le travate da ponte). In tal caso, infatti, vi sono strati di gomma che sono intervallati da piastre orizzontali di acciaio di modo che i due materiali risultino incollati all'interfaccia; questo vincolo esercita un'azione di confinamento per la deformazione laterale degli strati di gomma quando il dispositivo è sottoposto a carichi verticali.

In genere il collegamento tra gomma e acciaio viene eseguito col metodo della ottonatura, con l'uso di speciali adesivi. L'acciaio viene prima rivestito da uno strato di ottone, viene poi verniciato con degli appositi adesivi e, successivamente, aderisce alla gomma durante il processo di vulcanizzazione. Il metodo consente di ottenere elevate forze di adesione; il più delle volte la resistenza dell'adesione supera quella della gomma stessa. In ogni caso, nella

progettazione di parti in gomma aderenti ad altri materiali, l'importanza di evitare spigoli vivi e concentrazioni di sforzo è notevole; infatti, per quanto possibile è consigliabile adottare dei raccordi aventi raggi pari ad almeno il 10÷20% della minima dimensione totale del componente.

5.2 MODELLAZIONE

In questo paragrafo si descrive la modellazione agli elementi finiti degli isolatori HDRB effettuata con l'ausilio del codice di calcolo Abaqus [Hibbitt et al., 2003], descrivendo le tipologie di modelli, materiali e carichi che possono essere adottati.

5.2.1 *Elementi finiti per la modellazione di dispositivi HDRB*

Nel codice di calcolo Abaqus [Hibbitt et al., 2003] che si utilizzerà in seguito, sono disponibili molti elementi finiti che possono essere impiegati nella modellazione delle strutture e degli elementi strutturali. Ogni elemento è caratterizzato da cinque aspetti:

- famiglie di appartenenza;
- numero di gradi di libertà;
- numero di nodi;
- formulazione;
- tipo di integrazione.

Ogni elemento è definito da un nome capace di identificare i cinque aspetti menzionati. I gradi di libertà di ciascun elemento vengono computati nei nodi dell'elemento stesso. Nei problemi tridimensionali i gradi di libertà di un nodo sono pari a 6 (i tre spostamenti e le tre rotazioni). In ogni punto all'interno dell'elemento, gli spostamenti sono ottenuti interpolando gli spostamenti nodali; generalmente, l'ordine dell'interpolazione è determinato dal numero di nodi utilizzato nell'elemento. Elementi che hanno nodi disposti esclusivamente ai loro vertici utilizzano un'interpolazione lineare e sono pertanto detti elementi lineari o del primo ordine, mentre quelli che presentano nodi anche lungo i bordi utilizzano un'interpolazione quadratica e sono perciò detti elementi quadratici o del secondo ordine.

Alcune famiglie di elementi hanno una formulazione standard mentre altre hanno anche una formulazione ibrida (o mista). E' proprio in tali famiglie che noi andiamo ad attingere gli elementi necessari alla descrizione del comportamento del materiale gomma caratterizzato da una quasi completa incompressibilità. Infatti il vincolo cinematico di incompressibilità rende la parte volumetrica del campo delle tensioni, la pressione idrostatica, disaccoppiata dal campo di spostamenti e conseguentemente indeterminata; il campo di tensioni resta così definito a meno di una costante. Inoltre, l'esistenza di una singolarità nelle equazioni di equilibrio rende il problema difficile da risolvere. Nella soluzione agli elementi finiti ciò si traduce in problemi numerici e conseguentemente a valutazioni incorrette dello stato tensionale.

Considerando il materiale quasi incompressibile, le considerazioni precedenti sono meno ovvie dal momento che in questo caso la condizione di quasi-incompressibilità è un problema solo del modello numerico e non di quello meccanico. Le difficoltà che si incontrano sono, pertanto, esclusivamente di natura numerica e riguardano malcondizionamenti della matrice di rigidezza, fenomeni di bloccaggio (locking) e presenza di risultati incorretti.

Negli scorsi decenni un grande interesse nello studio del problema ha consentito lo sviluppo delle metodologie in grado di trattare il vincolo di incompressibilità nelle formulazioni agli elementi finiti.

Nelle formulazioni miste le incognite del problema sono costituite simultaneamente da variabili statiche e cinematiche e conseguentemente le condizioni di equilibrio e di congruenza sono approssimate indipendentemente. Un applicazione di questa formulazione è quella a due campi di variabili u/p nella quale i campi di variabili sono costituiti dagli spostamenti u e dalla pressione idrostatica p .

Una interessante alternativa ai metodi misti è costituita dalla tecnica dell'integrazione ridotta. Il metodo, che utilizza quadrature differenti per valutare la parte deviatorica e la parte volumetrica della matrice di rigidezza, consente di trattare il problema dell'incompressibilità con ottimi risultati evitando l'onere computazionale di introdurre il nuovo campo di variabili richiesto nelle formulazioni miste. Inoltre si può mostrare l'equivalenza del metodo ai metodi misti [Malkus, 1978]

Abaqus utilizza tecniche numeriche per integrare varie quantità sul volume di ogni elemento. Per la maggior parte degli elementi esso utilizza il metodo della quadratura Gaussiana, cosicché viene valutata la risposta del materiale in un numero finito di punti di integrazione all'interno dell'elemento. In particolare per la modellazione degli isolatori HDRB sono disponibili le seguenti tipologie di elementi:

Elementi piani a deformazione piana

Elementi di questo tipo sono utilizzati quando si prevede per la gomma uno stato deformativo piano con deformazione fuori dal piano nulla. Questi elementi vengono utilizzati in genere per modellare isolatori con comportamento simile alla striscia infinita. Per la modellazione della gomma possono utilizzarsi elementi finiti quadrilateri a 4 nodi CPE4H (a deformazione piana a formulazione ibrida); per le piastre d'acciaio elementi CPE4.

Elementi assialsimmetrici

Gli elementi assialsimmetrici vengono utilizzati per la modellazione dei solidi continui di rivoluzione sotto condizioni di carico che verificano la condizione di simmetria radiale. Gli elementi assialsimmetrici possono essere utilizzati per analizzare il problema attraverso la discretizzazione di una sezione trasversale. Il volume del materiale, associato con l'elemento, è quello di un solido di rivoluzione. Il valore delle forze assegnate o delle reazioni nei nodi sono integrate sull'intera circonferenza.

Nella libreria di elementi bidimensionali di questo tipo sono disponibili elementi del primo e del secondo ordine; in relazione a quelli utilizzabili nelle elaborazioni eseguite si possono menzionare:

- CAX4 elemento assialsimmetrico a 4 nodi con funzioni di interpolazione bilineare;
- CAX4H elemento assialsimmetrico ibrido a 4 nodi con funzioni di interpolazione bilineare per gli spostamenti e costante per la pressione;
- CAX8 elemento assialsimmetrico ad 8 nodi con funzioni di interpolazione biquadratica;

- CAX8H elemento assialsimmetrico ibrido ad 8 nodi con funzioni di interpolazione biquadratica per gli spostamenti e lineare per la pressione.

Elementi tridimensionali

Gli elementi disponibili nel codice di calcolo sono di primo e di secondo ordine. Gli elementi del primo ordine sono “elementi brick” ad otto nodi; le funzioni di interpolazione sono classiche funzioni trilineari per elementi isoparametrici. Gli elementi del secondo ordine sono parallelepipedi a venti nodi, le cui funzioni di interpolazione sono classiche funzioni triquadratiche per elementi isoparametrici. Gli elementi utilizzabili nelle elaborazioni possono essere:

- C3D8 elemento brick ad 8 nodi con funzione di interpolazione trilineare;
- C3D8H elemento brick ibrido ad 8 nodi con funzione di interpolazione trilineare per gli spostamenti e costante per la pressione;
- C3D20 elemento brick a 20 nodi con funzione di interpolazione triquadratica;
- C3D20H elemento brick ibrido a 20 nodi con funzione di interpolazione triquadratica per gli spostamenti e costante per la pressione.

5.2.2 Modellazione dei dispositivi HDRB per la calibrazione del modello

Per la modellazione numerica del dispositivo elastomerico si devono affrontare i seguenti problemi:

1. scelta del tipo di elemento finito;
2. scelta della legge costitutiva del materiale;
3. studio delle condizioni di carico e di quelle al contorno;
4. discretizzazione del dispositivo;
5. scelta della tipologia di analisi.

Per quanto riguarda i punti 1. e 4., si vuole evidenziare che sia la scelta dell'ordine dell'elemento che il tipo di discretizzazione è subordinata alla

qualità della soluzione e all'onere computazionale. Infatti, utilizzare elementi di ordine superiore nonché discretizzazioni più fitte migliora certamente la qualità della soluzione, ma innalza inevitabilmente l'onere computazionale espresso come tempo impiegato dal calcolatore per condurre a termine le analisi. In generale, per i vari modelli, si è adottata una discretizzazione con infittimento in prossimità dei bordi esterni in modo da ottenere, per queste zone, risultati più precisi.

Per quanto riguarda il tipo di analisi, sono condotte analisi in regime statico introducendo condizioni di non-linearità geometrica del modello dal momento che il problema investe il campo dei grandi spostamenti e delle grandi deformazioni.

5.2.2.1 Elementi finiti per la calibrazione del modello

Per ciò che concerne la scelta del tipo di elemento finito per la condizione di carico verticale, visto che essa, unitamente alla geometria del dispositivo, soddisfa la condizione di assialsimmetria, è possibile adottare un modello assialsimmetrico. In tale modello saranno utilizzati gli elementi del tipo CAX8 per le piastre di acciaio e CAX8H per gli strati di gomma.

Per la condizione di carico orizzontale, non essendo possibile utilizzare il modello assialsimmetrico, si è reso necessario il modello tridimensionale (comunque adatto anche alla simulazione delle condizioni di carico verticale) nel quale saranno utilizzati gli elementi C3D8 per le piastre di acciaio e C3D8H per gli strati di gomma. Con questa scelta di elementi si possono superare le difficoltà teorico-numeriche che presentano le analisi agli elementi finiti dei materiali incompressibili o quasi incompressibili.

5.2.2.2 Input del legame costitutivo del materiale elastomerico

Per il comportamento meccanico del materiale elastomerico, il codice di calcolo utilizzato, Abaqus v6.4 [Hibbitt et al., 2003], dispone di diverse formulazioni dell'iperelasticità ben note in letteratura, ovvero diverse espressioni della funzione densità di energia di deformazione U . Le forme del potenziale di energia di deformazione adottate per modellare il materiale elastomerico sono tutte quelle elencate e descritte al §0.

Per la caratterizzazione del materiale elastomerico, e cioè per la definizione dei coefficienti caratteristici di ogni singolo modello iperelastico, si forniscono al codice di calcolo i dati delle prove sperimentali eseguite sulla gomma; il codice di calcolo, tramite un algoritmo dedicato, determina automaticamente i valori dei coefficienti caratteristici del modello iperelastico considerato. Per ciò che concerne le piastre di acciaio, si è già detto al §5.1.2.

5.2.2.3 Condizioni di carico e condizioni vincolari

I modelli sono sottoposti a carico verticale ed orizzontale. Il carico orizzontale è applicato sottoforma di spostamento laterale per step successivi in maniera tale da poter analizzare il comportamento dei dispositivi a diversi livelli di deformazione imposta. Per quanto riguarda i vincoli, si sono imposte le condizioni in cui in genere il dispositivo di isolamento si trova a lavorare, impedendo alla piastra metallica inferiore di spostarsi e consentendo a quella superiore di muoversi liberamente mantenendosi parallela a quella inferiore. Per questi motivi i nodi di base della piastra metallica inferiore sono stati incastrati, mentre tutti i nodi appartenenti alla piastra superiore sono stati vincolati ad avere gli stessi spostamenti verticali.

Nel caso di modello tridimensionale è stato possibile effettuare la modellazione di mezzo dispositivo, ottenendo in tal modo una considerevole riduzione del numero complessivo dei gradi di libertà. Infatti, sia nella condizione di carico verticale che orizzontale, il modello di metà dispositivo verifica delle particolari condizioni di simmetria rispetto al piano diametrale parallelo alla direzione dello spostamento orizzontale imposto. In questo modello a tutti i punti del piano simmetrico saranno impediti gli spostamenti in direzione ortogonale al piano di simmetria e le rotazioni intorno all'asse di riferimento parallelo al piano di simmetria.

5.3 CALIBRAZIONE DEL MODELLO

Per la calibrazione del modello si sono adoperati i risultati esposti nella tesi di dottorato *“L'effetto dei Carichi verticali sul progetto di dispositivi di isolamento sismico”* del Dott.Ing. Giovanni Cuomo [2007] afferente allo stesso gruppo di ricerca della scrivente coordinato dal Prof. Antonello De

Luca. L'obiettivo fondamentale della calibrazione è stato quello di riprodurre numericamente i risultati sperimentali disponibili per un isolatore HDRB di diametro 300mm realizzato con i materiali di cui è disponibile la caratterizzazione. E' stata inoltre valutata l'influenza di diversi parametri sulla risposta globale del dispositivo e confrontati i modelli assialsimmetrico e tridimensionale, ognuno accoppiato a diversi modelli costitutivi iperelastici, con le curve globali sperimentali forza-spostamento del dispositivo reale e sono effettuate analisi per la definizione della tipologia di discretizzazione più conveniente.

In particolare, per la modellazione sono stati definiti un modello assial simmetrico ed un modello tridimensionale riproducenti l'isolatore reale del tipo elastomerico con rinforzi in acciaio f300 di cui erano disponibili i risultati dei test reali.

Il modello assialsimmetrico è adeguato all'analisi della sola condizione di carico verticale. Per la modellazione è stata definita un'unica discretizzazione bidimensionale della sezione radiale del dispositivo, caratterizzata da un infittimento all'estremità. La parte interna della discretizzazione presenta, per le piastre di acciaio, elementi di dimensioni 2 x 2 mm con un fattore di forma pari ad 1, e, per gli strati di gomma, elementi di dimensioni 2 x 0,8 mm con un fattore di forma pari a 2,5. La parte esterna della discretizzazione presenta, per le piastre di acciaio, elementi di dimensioni 2 x 1 mm con fattore di forma pari a 2, e, per gli strati di gomma, elementi 1 x 0,8 con fattore di forma pari a 1,25.

Il modello tridimensionale è adeguato all'analisi del dispositivo sia per condizione di carico verticale che di carico orizzontale. Per entrambe le condizioni di carico è sufficiente la modellazione di mezzo dispositivo grazie alle condizioni di simmetria che, sia nel caso di forza orizzontale che di forza verticale, l'isolatore presenta. Per verificare la sensibilità del modello al variare del tipo di discretizzazione, sono analizzati 6 diversi modelli. Il modello 1 è stato utilizzato per definire la legge costitutiva del materiale elastomerico da utilizzare, mentre gli altri cinque modelli per definire la discretizzazione "più adatta" a modellare il comportamento reale del dispositivo.

Per quanto riguarda il comportamento degli isolatori modellati attraverso i modelli precedentemente descritti, non si è notata alcuna differenza, per

quanto riguarda i soli carichi verticali, tra i risultati del modello assialsimmetrico e dei modelli solidi 3D. Nessuna particolare differenza, per quanto riguarda il comportamento globale, si è notata anche per i modelli al variare della tipologia di discretizzazione ed al variare del legame costitutivo delle piastre di acciaio interne (elastiche o elastoplastiche). Infatti, sia l'infittimento della discretizzazione ai bordi che l'introduzione della plasticità delle piastre interne, conducono prevalentemente a risultati più precisi in ai bordi del dispositivo e poco influiscono sul comportamento globale.

Relativamente al materiale gomma, per quanto riguarda il comportamento a soli carichi verticali, dalle analisi è emerso che non si riesce, con nessuna formulazione iperelastica, a cogliere l'iniziale *run-in* che si osserva prima dello sviluppo della piena rigidità verticale nelle prove sperimentali (fenomeno dovuto all'allineamento delle piastre d'acciaio e da altri aspetti legati al processo produttivo del dispositivo). Inoltre, tutti i modelli presentano un comportamento più rigido di quello reale. Le formulazioni di Arruda-Boyce e di Van Der Waals hanno un comportamento molto simile. Le formulazioni di Ogden, polinomiale ridotta e polinomiale, forniscono sempre una rigidità maggiore rispetto a quella sperimentale, che però tende a ridursi quando aumenta il grado della formula polinomiale.

Per quanto riguarda il comportamento per carichi orizzontali, i risultati ottenuti dal modello 1 sono stati confrontati con le prove sperimentali statiche, realizzate per diversi carichi verticali e diversi spostamenti orizzontali. Il confronto delle analisi numeriche con le prove sperimentali più significative, evidenzia che tutte le formulazioni disponibili non riescono a cogliere il tratto iniziale a maggiore rigidità. In definitiva, è emerso che la formulazione polinomiale con $N=2$ risulta quella che meglio approssima i risultati sperimentali.

5.4 DISPOSITIVI ELASTOMERICI UTILIZZATI NELLE ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI

Le analisi non lineari agli elementi finiti condotte per la valutazione dell'influenza del fattore di forma secondario e dei carichi verticali elevati in presenza di grandi spostamenti sulla capacità ultima di dispositivi elastomerici HDRB, i cui risultati sono discussi nel § 5.6, si pongono a valle di precedenti

studi teorici/numerici sviluppati su due differenti famiglie di isolatori per coglierne l'effetto dei fattori di forma sul comportamento meccanico [Cuomo 2007]. Si riporta, quindi, una descrizione dei 12 modelli utilizzati nelle analisi parametriche, con particolare attenzione ai dispositivi con differenti fattori di forma secondario S_2 , oggetto degli studi di cui al § 5.6. Si sono considerati dodici modelli FEM rappresentativi di isolatori elastomerici caratterizzati da diversi valori dei fattori di forma. In particolare, i modelli sono stati suddivisi in due gruppi: per il primo si è fatto variare il fattore di forma primario S_1 con valori pari a 6, 12, 18, 20, 24 e 30, avendo fissato il valore di S_2 pari a 5; per il secondo, invece, si è fatto variare il fattore di forma secondario S_2 con valori di 6, 5, 4, 3, 2 e 1, tenendo fisso il valore di S_1 pari a 20. La corrispondenza tra il nome del modello (da 1 a 12) e il fattore di forma, insieme alle principali dimensioni geometriche, sono forniti nella Tabella 11 ed illustrati in figura 64 e 65. I modelli sono rappresentativi di isolatori spesso utilizzati nelle pratiche applicazioni: gli isolatori con fattore di forma basso ($S_1=6$) sono largamente impiegati nei ponti, mentre gli isolatori con alto fattore di forma ($S_1=30$) sono utilizzati per applicazioni in cui sono richieste elevate prestazioni (ad es. per l'isolamento di edifici alti o strutture esistenti con bassa resistenza sismica).

Isolatore	D (mm)	t_i (mm)	n_e	t_e (mm)	n_s	t_s (mm)	t_s (mm)	H (mm)	S_1	S_2
Mod. 1	400	16.75	5	83.75	4	2	20	131.7	6	5
Mod. 2	400	8.25	10	82.5	9	2	20	140.5	12	5
Mod. 3	400	5.5	14	77	13	2	20	143	18	5
Mod. 4	400	5	16	80	15	2	20	150	20	5
Mod. 5	400	4.25	19	80.75	18	2	20	156.75	24	5
Mod. 6	400	3.25	24	78	23	2	20	164	30	5
Mod. 7	400	5	13	65	12	2	20	129	20	6
Mod. 8	400	5	16	80	15	2	20	150	20	5
Mod. 9	400	5	20	100	19	2	20	178	20	4
Mod. 10	400	5	27	135	26	2	20	227	20	3
Mod. 11	400	5	40	200	39	2	20	318	20	2
Mod. 12	400	5	53	265	52	2	20	409	20	1

Tabella 11. Geometria e fattori di forma dei modelli degli isolatori

Per la modellazione e l'analisi del comportamento meccanico degli isolatori è stato utilizzato il codice di calcolo *Abaqus v6.4* [Hibbitt *et al.*, 2003].

Per il primo set di isolatori, si è adottato per la gomma un modello iperelastico, Polinomiale con $N=1$, ossia il modello costitutivo di Mooney-Rivlin a 2 parametri [Mooney, 1940; Rivlin e Saunders, 1951] di cui si è discusso nel § 5.1. Si è adottata l'ipotesi di incompressibilità della gomma.

Per lo sviluppo delle analisi si è fatto riferimento alla gomma naturale UNI60 ShA ($G=0,8\text{MPa}$), per la quale i coefficienti di Mooney-Rivlin, C_{10} e C_{01} , valutati dai dati sperimentali sul materiale si riportano nella (124).

$$C_{10} = 0.29999, \quad C_{01} = 0.05413 \quad (124)$$

Le piastre di acciaio si sono modellate con comportamento lineare elastico, con modulo di Young E_s e modulo di Poisson ν forniti nella (125).

$$E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}, \quad \nu_s = 0.3 \quad (125)$$

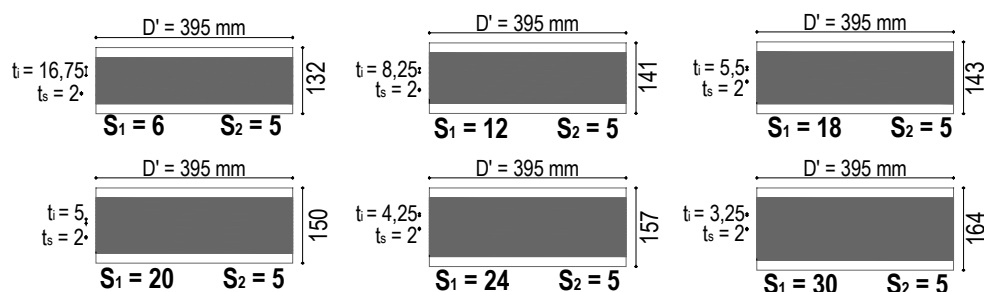


figura 64. Geometria e fattori di forma dei sei isolatori: Set 1 con S_1 variabile

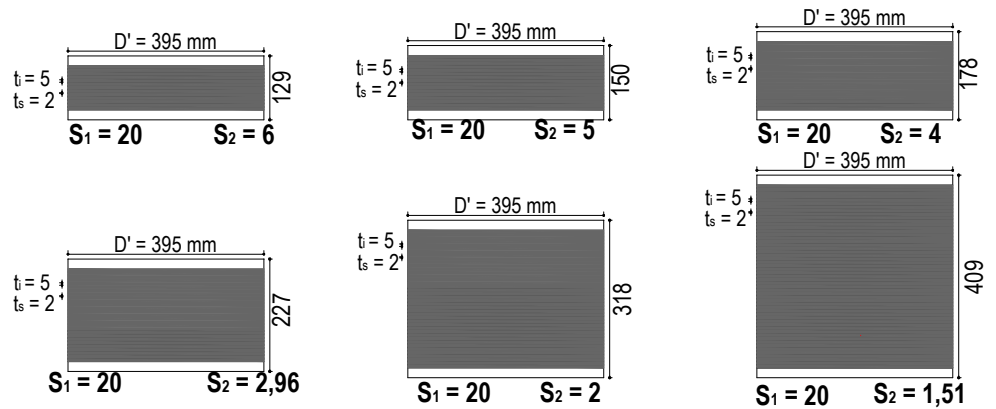


figura 65. Geometria e fattori di forma dei sei isolatori: Set 2 con S_2 variabile

La modellazione della gomma ha impiegato elementi finiti quadrilateri a 4 nodi CPE4H (ibridi a deformazione piana); per le piastre d'acciaio elementi CPE4.

Al fine di migliorare la valutazione degli effetti locali nella gomma non confinata, le mesh sono state predisposte con un sensibile infittimento in prossimità di entrambi i bordi laterali (per una lunghezza pari al 5% della larghezza del dispositivo).

La piastra terminale inferiore del dispositivo è stata considerata fissa, mentre le superfici laterali libere di espandersi. La piastra superiore, alla quale sono stati applicati i carichi verticali, è stata considerata rigida e vincolata a rimanere orizzontale.

In figura 66 è rappresentato il sistema di coordinate cartesiane di riferimento, con l'asse orizzontale x coincidente con la direzione trasversale del dispositivo, diretto da sinistra verso destra, e l'asse verticale z ortogonale agli strati, diretto dal basso verso l'alto.

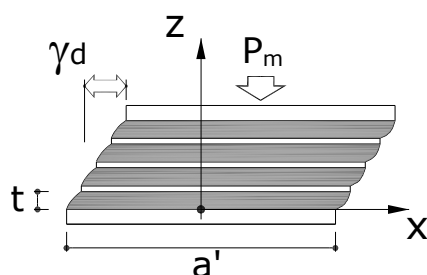


figura 66. Sistema di riferimento e condizioni di carico

Il secondo set di isolatori, come si legge in tabella 11, è costituito da modelli con il medesimo fattore di forma primario S_1 (pari a 20), stesso diametro D , ma diverso fattore di forma secondario S_2 . Ciò consente di definire un'unica discretizzazione della mesh per tutti gli isolatori. In particolare, la mesh presenta un infittimento lungo il bordo per indagare in maniera più precisa il comportamento in tale zona critica. Nella parte centrale si hanno 12 elementi lungo il raggio (circonferenze concentriche) mentre, in corrispondenza del bordo, a partire da $0.9(D'/2)$ vi sono 8 elementi (circonferenze concentriche). Lungo lo spessore, gli strati di gomma, sono suddivisi in 6 elementi mentre le piastre di acciaio, sia quelle interne che quella inferiore e superiore, in un solo elemento. Lungo la circonferenza sono stati considerati 12 elementi (fette radiali).

In figura 65 sono riportati i 6 dispositivi. Dalla figura 67 alla figura 72 sono riportati i 6 modelli agli elementi finiti. Per l'analisi di questo set di dispositivi si è adottato un modello 3D parziale (metà isolatore per evitare l'inutile onere computazionale che una modellazione completa del dispositivo avrebbe comportato). Per la modellazione del comportamento della gomma è stato adottato il modello iperelastico Polinomiale con $N=2$, ossia il modello di Mooney-Rivlin a 5 parametri. Per l'analisi di questi dispositivi si è introdotta la compressibilità della gomma (attraverso i risultati della prova di compressibilità sul materiale) e la non-linearità del materiale acciaio.

Per la modellazione sono stati utilizzati gli elementi C3D8 per le piastre di acciaio e C3D8H per gli strati di gomma.

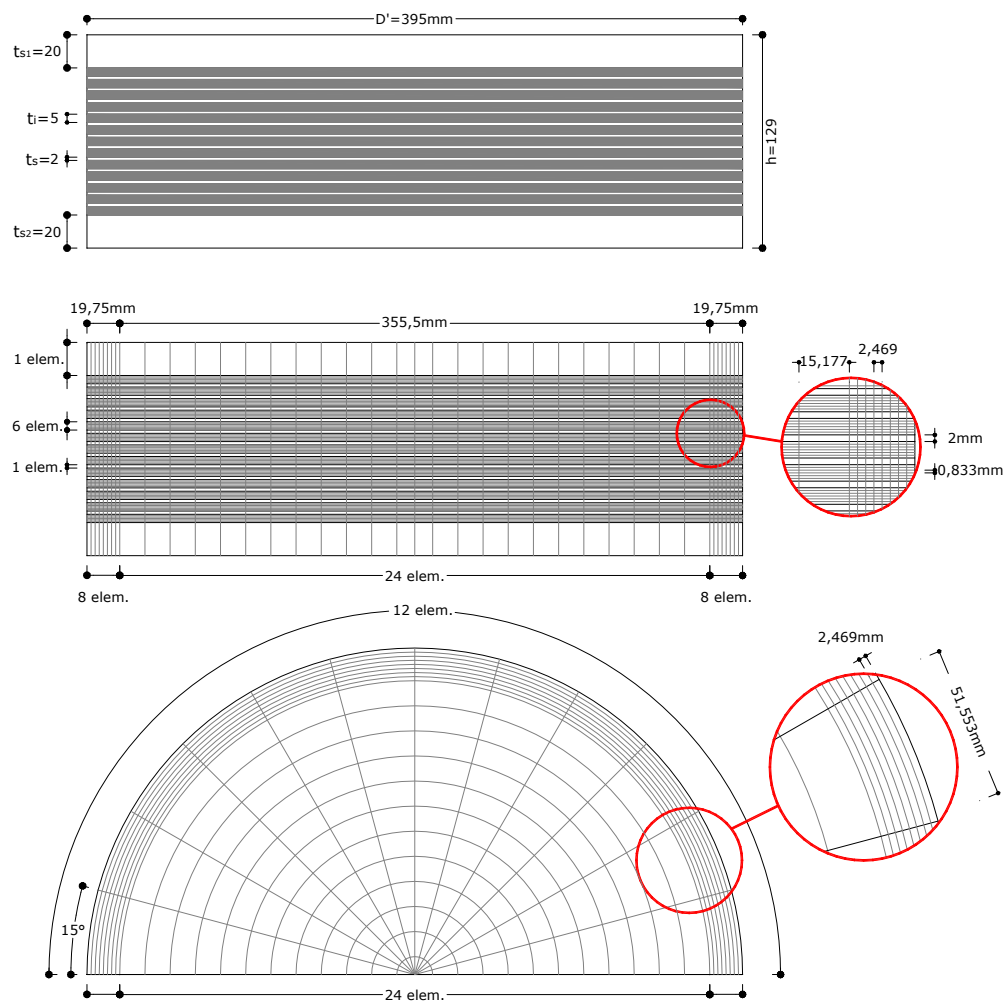


figura 67. Modello 7, $S_1=20$, $S_2=6$ – Geometria e discretizzazione, infittimento ai bordi

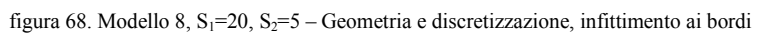


figura 68. Modello 8, $S_1=20$, $S_2=5$ – Geometria e discretizzazione, infittimento ai bordi

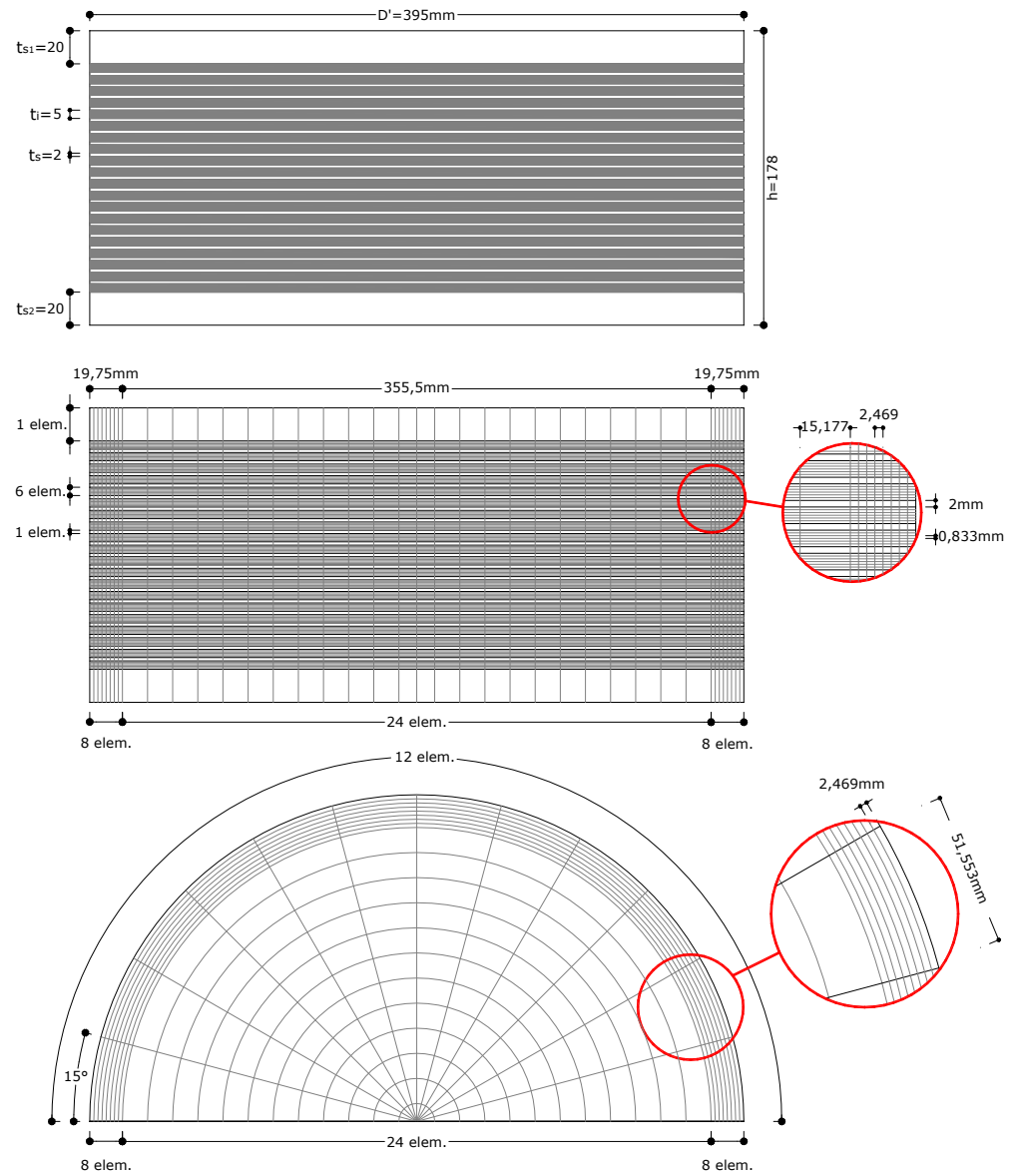


figura 69. Modello 9, $S_1=20$, $S_2=4$ – Geometria e discretizzazione, infittimento ai bordi

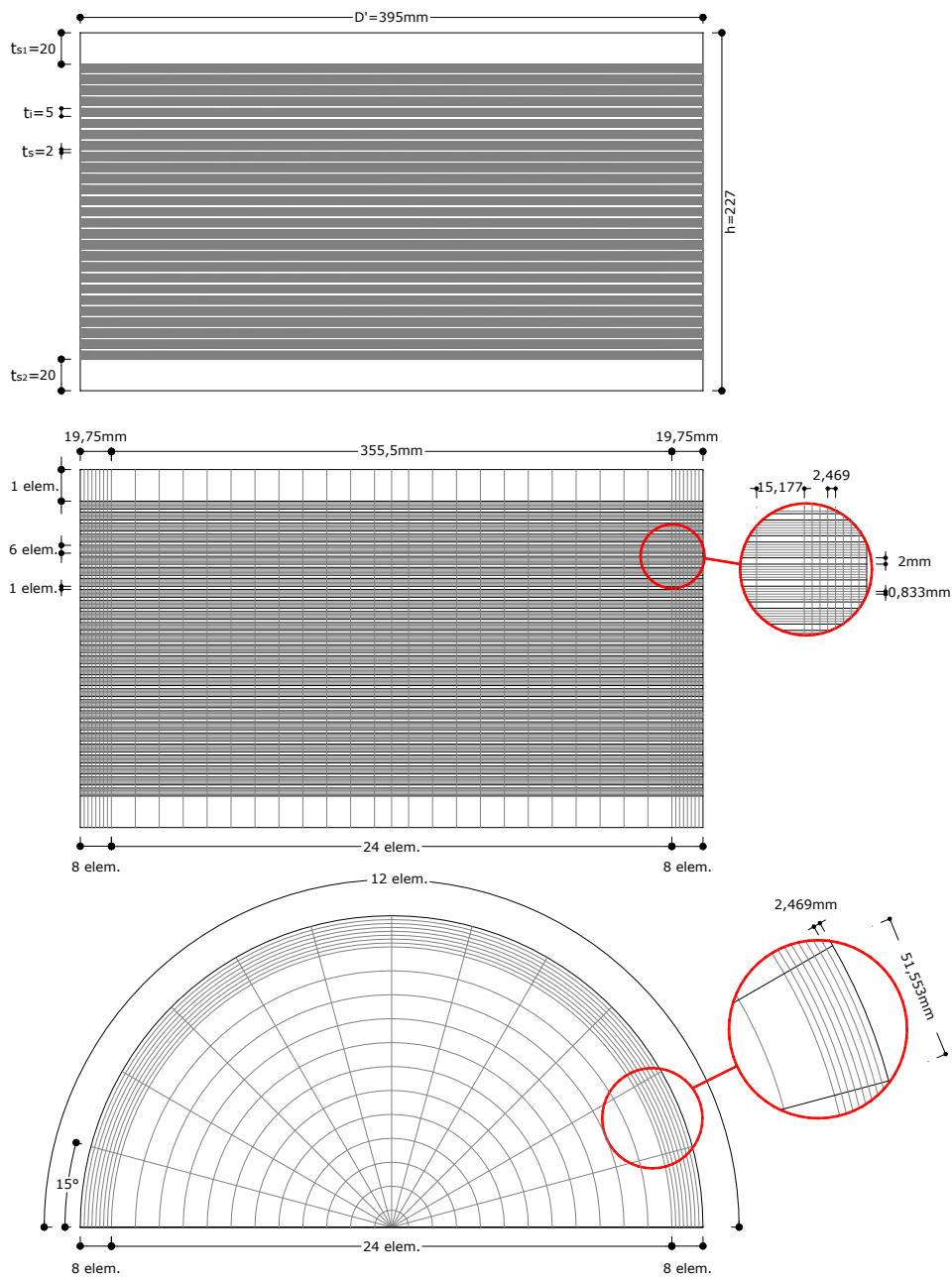


figura 70. Modello 10, $S_1=20$, $S_2=3$ – Geometria e discretizzazione, infittimento ai bordi

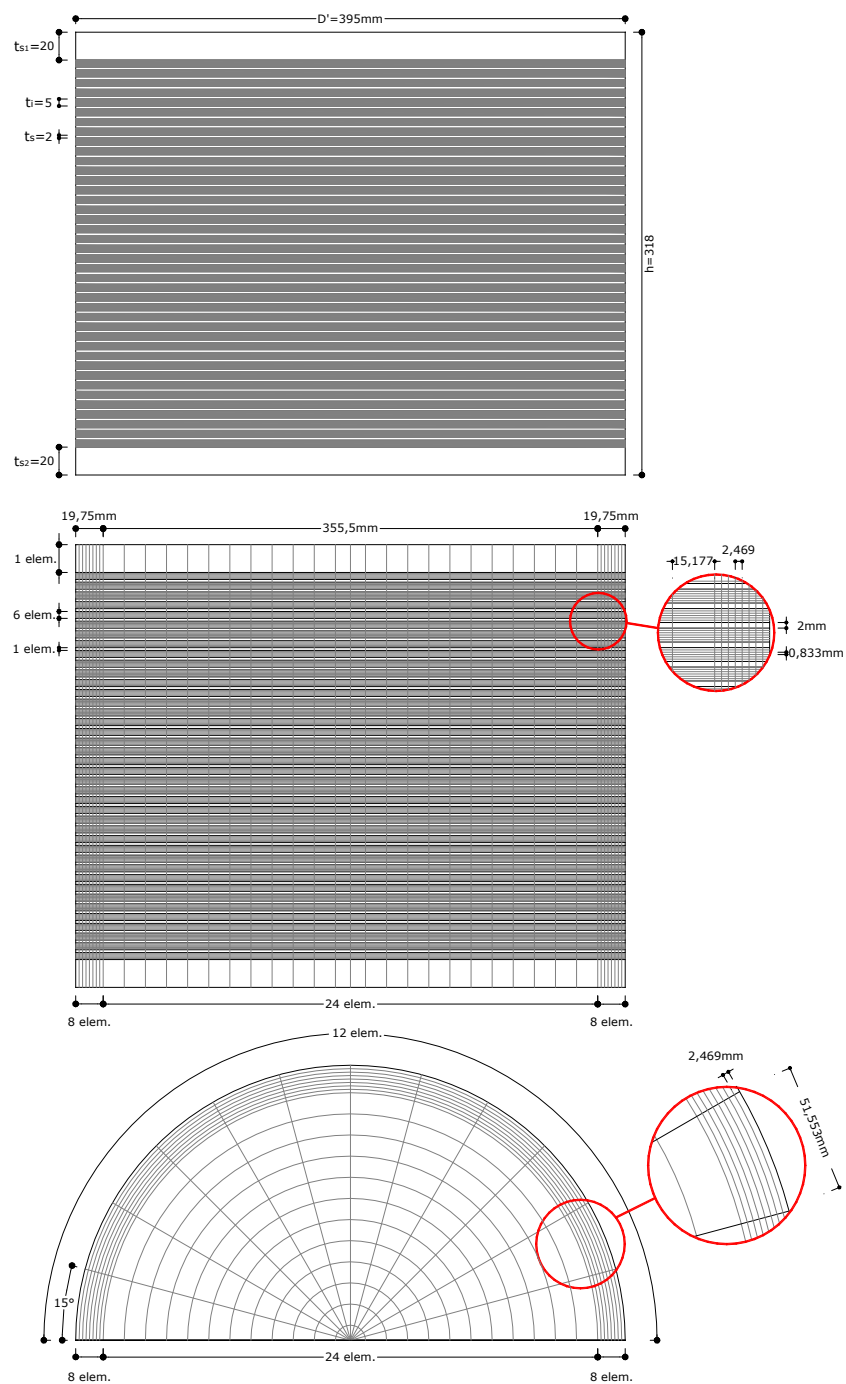


figura 71. Modello 11, $S_1=20$, $S_2=2$ – Geometria e discretizzazione, infittimento ai bordi

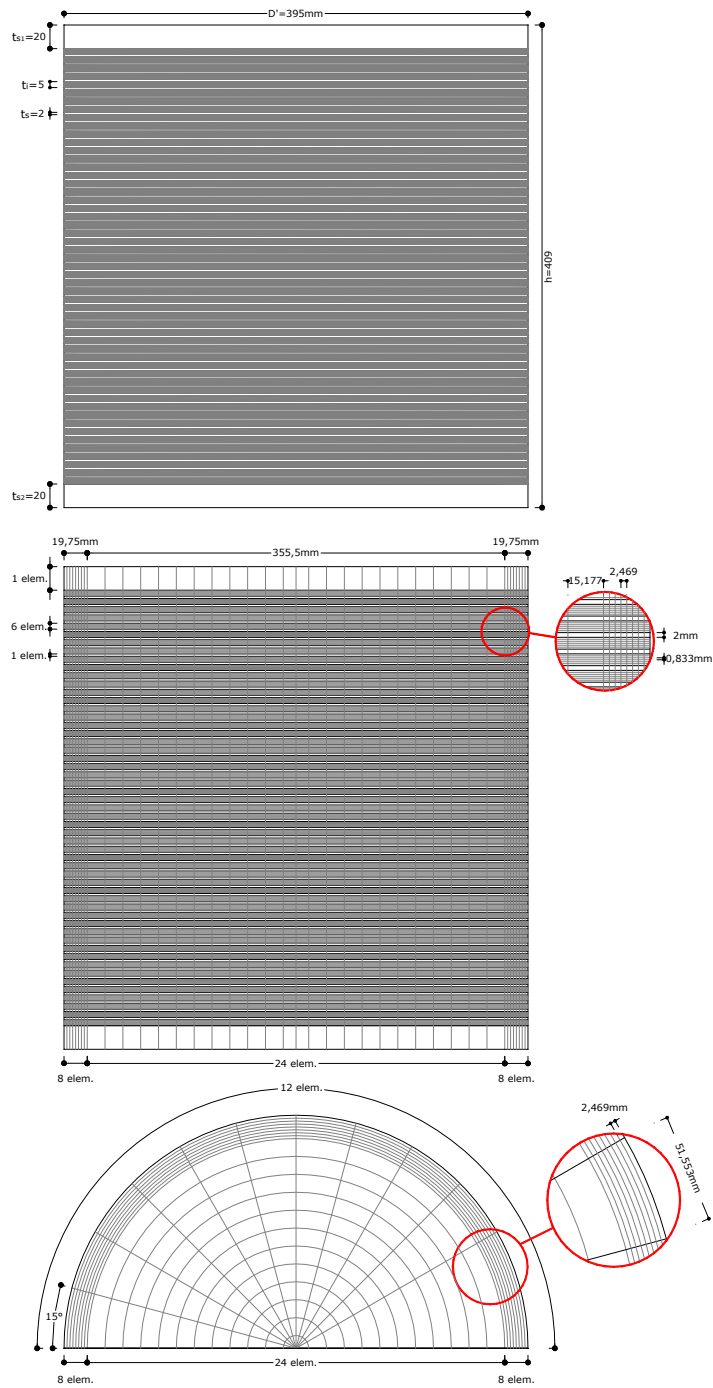


figura 72. Modello 12, $S_1=20$, $S_2=1$ – Geometria e discretizzazione, infittimento ai bordi

Per tutti i 12 isolatori suddivisi nei due set sopra descritti, è stata effettuata una analisi statica incrementale con controllo automatico degli incrementi, tenendo conto di tutte le non linearità geometriche e meccaniche presenti nei modelli.

Per ogni isolatore le analisi sono state eseguite sotto differenti condizioni di carico: solo carichi verticali, solo carichi orizzontali e combinazione di carichi verticali e orizzontali.

Ogni modello è stato sottoposto a cinque valori del carico verticale, corrispondenti a pressioni medie p_m rispettivamente pari a 3, 6, 9, 12, 15 MPa. Per le condizioni di carico in cui è presente l'azione orizzontale, sono stati assunti tre diversi valori dello spostamento laterale, rispettivamente corrispondenti a deformazioni di taglio globali γ_d pari a 100, 200 e 300%. Tutti gli isolatori sono stati analizzati, quindi, sotto carichi verticali e orizzontali, agenti sia separatamente che contemporaneamente.

I risultati delle analisi, sono stati valutati in termini di tensioni e deformazioni. In particolare, si sono osservate le distribuzioni di tensioni e deformazioni lungo la semilarghezza ($a/2$) del singolo strato di gomma, sia all'interfaccia gomma acciaio che al centro del singolo strato di gomma. Per tutti i modelli sono anche stati studiati: il valore massimo (γ_{max}), medio aritmetico (γ_{arit}) e medio pesato (γ_w) delle deformazioni; nonché la distribuzione di tensioni e deformazioni lungo lo spessore degli strati di gomma a varie ascisse x/a' , (con $a'=a/2$).

5.5 INFLUENZA DEL FATTORE DI FORMA PRIMARIO E SECONDARIO SULLO STATO TENSO-DEFORMATIVO DEI DISPOSITIVI

Con riferimento ai risultati dell'analisi tensionale sotto carichi verticali dei dispositivi con S_1 variabile ($S_1=6-30$), è possibile osservare che la differenza tra le tensioni verticali e orizzontali decresce al crescere del fattore di forma ($S_1 \geq 18$), in maniera tale da approssimare lo stato tensionale idrostatico ipotizzato dalla "pressure solution"; inoltre, gli effetti di bordo si riducono al crescere del fattore di forma, diventando trascurabili per $S_1 \geq 18$; infine, anche l'estensione delle zone interessate da concentrazioni in prossimità dei bordi, si riducono al crescere del fattore di forma. Dai risultati si può affermare che

negli isolatori con basso fattore di forma si verificano elevati picchi di tensione e deformazione, anche in condizioni di carico verticale ordinario ($p_m=6$ MPa).

Una riduzione sostanziale di tali valori massimi si ottiene se si utilizzano isolatori con $S_1 \geq 18$. Inoltre, le differenze tra i valori massimi e medi di deformazione decrescono fortemente al crescere di S_1 : per $S_1 \geq 18$ i valori di $\Delta\gamma$ risultano minori del 15% sotto carichi verticali ordinari ($p_m=6$ MPa) e minori del 35% sotto carichi verticali elevati ($p_m=15$ MPa); gli analoghi valori di $\Delta\gamma$ per $S_1=6$ variano tra il 50% (per $p_m=6$ MPa) e l'80% (per $p_m=15$ MPa).

Relativamente ai risultati delle analisi sotto carichi orizzontali, osservando i valori massimi, medi aritmetici e medi pesati della deformazione di taglio all'interfaccia, in funzione del fattore di forma S_1 , si può, piuttosto banalmente, osservare che il valore medio pesato γ_w risulta prossimo al valore della deformazione applicata, indipendentemente dalla sua entità e dal fattore di forma. Inoltre, il valore della deformazione massima adimensionale (γ_{\max}/γ_d) si trova tra il 175% ed il 200% per deformazioni γ_d pari al 100%, mentre è dell'ordine del 150% per γ_d pari al 200% e 300%, indipendentemente dal fattore di forma.

Per la combinazione di carichi verticali ed orizzontali è stato rilevato che il valore medio pesato della deformazione all'interfaccia è prossimo al valore della deformazione applicata, indipendentemente dal fattore di forma e dalla pressione verticale, congruentemente a quanto ottenuto per i soli carichi orizzontali. Al contrario, i valori massimi seguono il trend osservato per soli carichi verticali, dipendendo fortemente dal fattore di forma e dal carico verticale applicato. Ad esempio, per $S_1=12$ e $p_m=3$ MPa, la massima deformazione di taglio è approssimativamente il doppio di quella applicata, mentre per il modello con $S_1=12$ e $p_m=15$ MPa, la massima deformazione di taglio risulta essere circa quattro volte la deformazione applicata.

I risultati delle analisi per carico verticale, con p_m pari a 6, 10 e 15 MPa, eseguite sui 6 modelli del secondo set di isolatori con (S_1 pari a 20 ed S_2 pari a 6, 5, 4, 3, 2, 1), rivelano che il fattore di forma secondario S_2 non influenza il comportamento per carico verticale dei dispositivi.

Per quanto attiene alle tensioni tangenziali, esse hanno un andamento che si discosta dalla soluzione analitica per l'introduzione della compressibilità della

gomma; le maggiori differenze si notano nelle parti interne del dispositivo, dove la gomma risulta più confinata. Ai bordi, i risultati numerici vengono ben approssimati dalla soluzione analitica che considera l'incompressibilità della gomma.

La distribuzione delle deformazioni di taglio segue l'andamento delle tensioni tangenziali e si presenta marcatamente non lineare, crescendo dal centro del dispositivo verso il bordo. L'andamento lungo la semidimensione del dispositivo rispecchia il tipico andamento delle deformazioni di taglio in strati di gomma compressibile confinati.

I risultati in termini di deformazioni di taglio γ_{xz} all'interfaccia gomma-acciaio (valori sull'asse delle ordinate) lungo la larghezza del dispositivo (valori sull'asse delle ascisse) consentono di affermare che, come già fatto notare nell'analisi del primo set di isolatori, la combinazione dei carichi verticali e orizzontali comporta maggiori disuniformità nella distribuzione delle deformazioni di taglio e maggiori concentrazioni ai bordi, in particolar modo per gli isolatori con fattori di forma bassi. Si notano elevate deformazioni di taglio al bordo compresso che, per l'isolatore più instabile, ($S_2=1.51$) raggiungono valori superiori a quattro volte la deformazione orizzontale applicata. Per isolatori con fattore di forma alto, le deformazioni massime risultano molto vicine alla deformazione applicata.

Sempre nel caso dell'isolatore più instabile ($S_2=1.51$), a $\gamma_d=100\%$ e per alte pressioni verticali medie ($p_m=15\text{MPa}$) si ha l'inversione del segno delle deformazioni dovuto essenzialmente alla perdita del confinamento all'interno degli strati di gomma nelle zone in cui vi sono elevati sforzi di compressione.

I risultati delle analisi FEM mostrano che il fattore di forma primario è il parametro che governa il comportamento meccanico dell'isolatore elastomerico sotto carichi verticali. Per dispositivi caratterizzati da fattori di forma bassi (minori di 18), si osservano infatti sensibili concentrazioni tensionali e valori molto elevati delle deformazioni di taglio in corrispondenza delle zone di bordo, all'interfaccia tra elastomero e acciaio.

Si è osservato che i valori massimi locali delle tensioni e delle deformazioni si discostano in maniera non trascurabile da quelli deducibili da formule di verifica e progetto correntemente fornite dalle normative, e possono pertanto essere causa di rotture locali, per trazione nella gomma o per

distacco all'interfaccia gomma-acciaio. Questi effetti risultano particolarmente accentuati quando il dispositivo è soggetto a carichi verticali notevoli, a partire da pressioni medie dell'ordine di 9 MPa.

Con riferimento all'influenza del fattore di forma secondario S_2 , le analisi hanno mostrato che negli isolatori con basso fattore di forma ($S_2 < 3$), la gomma presenta elevate deformazioni locali e concentrazioni di sforzo sotto l'azione combinata dei carichi verticali ed orizzontali (deformazioni pari anche a 4 volte la deformazione orizzontale applicata, corrispondente circa al doppio dei valori riscontrati negli isolatori con $S_2 \geq 3$).

Per quanto riguarda le piastre di acciaio interne si è osservato che lo snervamento risulta fortemente anticipato negli isolatori con S_2 molto basso, mentre per tutti i dispositivi con $S_2 \geq 3$ tale condizione si verifica all'incirca in corrispondenza dello stesso spostamento orizzontale imposto, pari a circa 150mm (d/D pari al 38%) e circa 80mm (d/D pari al 20%) rispettivamente per pressioni verticali medie pari a 6 e 15MPa.

Dalle analisi risulta che le tensioni di trazione nella gomma, potenziali causa di rottura del dispositivo per perdita di aderenza o per cavitazione, aumentano al ridursi del fattore di forma secondario S_2 , e per $S_2 \geq 3$ non dipendono dalla pressione media verticale applicata.

I risultati hanno inoltre evidenziato la necessità di conferme sperimentali a supporto e integrazione delle analisi nei casi di problemi di convergenza numerica, e per l'approfondimento delle modalità di collasso (locali e globali) dei dispositivi elastomerici sotto carichi verticali elevati.

Da quanto detto, appare evidente che le condizioni di lavoro sotto sisma di isolatori caratterizzati da basso valore dei fattori di forma S_1 e S_2 e progettati per elevate pressioni verticali, possono essere molto gravose in termini di risposta locale e globale soprattutto per isolatori caratterizzati da bassi fattori di forma secondari, in cui entrano in gioco gravi problemi di stabilità.

Capitolo 6

Influenza del fattore di forma secondario S_2 sulla capacità ultima di isolatori elastomerici

Il capitolo riporta le 94 analisi non lineari agli elementi finiti orientate ad approfondire l'effetto del fattore di forma secondario S_2 , che controlla la stabilità globale dei dispositivi, sul comportamento meccanico, curve forza-spostamento e forza-deformazione, stato tensionale e regime deformativo dei dispositivi elastomerici. Le analisi sono condotte con condizioni di carico che simulano prove a rottura per cogliere la capacità ultima dei dispositivi e l'interazione tra resistenza e stabilità. Infine, si riportano le indicazioni normative sul controllo del carico critico allo scopo di tracciare dei domini di stabilità in cui vengono riportate le condizioni ultime desunte dalla sperimentazione numerica. La norma viene letta criticamente anche riguardo i fenomeni locali di plasticizzazione delle piastre interne.

6.1 MODELLI UTILIZZATI NELLE ANALISI

I modelli impiegati nelle analisi sono rappresentativi di 6 dispositivi caratterizzati da un valore fissato di $S_1=20$ e valori variabili (1, 2, 3, 4, 5, 6) di S_2 di cui si è discusso già ampiamente nel § 5.4. Si riporta, quindi, la sintesi della descrizione geometrica dei modelli impiegati, illustrati in figura 73.

- modello 1-A con $S_2=1.51\sim 1$
- modello 2-A con $S_2=2.00$
- modello 3-A con $S_2=2.96\sim 3$
- modello 4-A con $S_2=4$
- modello 5-A con $S_2=5$
- modello 6-A con $S_2=6.15\sim 6$

Ogni modello è caratterizzato da:

- diametro $D=400\text{mm}$
- spessore degli strati di elastomero $t_i=5\text{mm}$
- spessore delle piastre $t_s=2\text{mm}$
- spessore delle piastre terminali $t_{st}=20\text{mm}$

Al variare del fattore di forma secondario, varia il numero di strati di elastomero come segue:

- modello 1-A : 53 strati
- modello 2-A : 40 strati
- modello 3-A : 27 strati
- modello 4-A : 20 strati
- modello 5-A : 16 strati
- modello 6-A : 13 strati

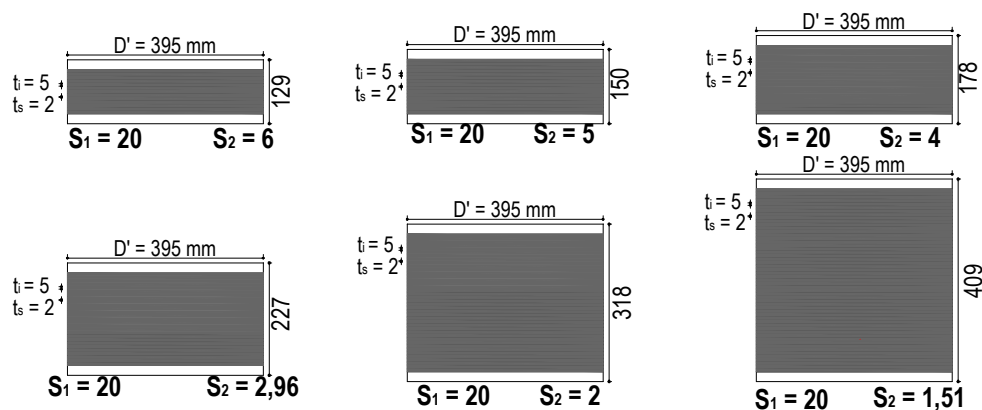


figura 73. Modelli utilizzati nelle analisi FEM

6.2 MODALITÀ DI CARICO

Le analisi sono state condotte secondo una modalità di carico che simulasse prove a rottura. Più precisamente, la sperimentazione numerica è stata condotta seguendo una metodologia di tipo statico-incrementale, ovvero si è fissato un certo valore del carico verticale, mantenuto costante, e si sono previsti step successivi di deformazione per piccoli incrementi. Poiché la finalità è quella di cogliere la capacità ultima di dispositivi a diversa configurazione geometrica (da tozzi a snelli), si è definita tale condizione di “rottura” come coppie di carichi verticali e deformazioni laterali oltre le quali le analisi si interrompono. Su ogni dispositivo, quindi, è stata applicata una predeterminata pressione verticale P_m (1MPa, 3MPa, 6MPa,) mantenuta fissa durante l’analisi e successivamente una serie di deformazioni laterali γ_s (100%, 200%, 300%,). La “condizione ultima” è raggiunta quando non è più possibile individuare una configurazione di equilibrio stabile, figura 74.

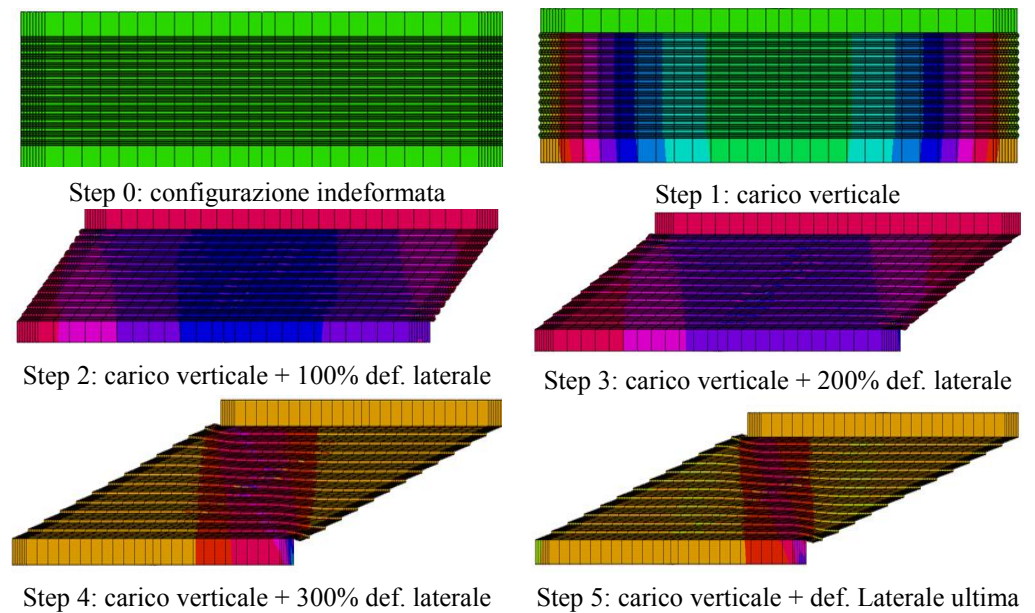


Figura 74. Modalità di carico impiegata nelle analisi FEM

La procedura è ripetuta per successivi valori incrementati del carico verticale. In questo modo si sono ottenute le analisi che si riportano di seguito:

ISOLATORE S2 = 6.15

- Numero di analisi: 29
- Entità dei carichi verticali (MPa): 0, 1, 2, 3, 4, 6, 10, 12, 15, 16, 19, 20, 22, 23, 24, 25, 29, 30, 35, 40, 45, 46, 47, 48, 49, 49.5, 49.55, 49.6, 50.
- Massimo spostamento laterale in assenza di carico (mm): 357 ($d_2/D'=0.90$; $\gamma_t = 549\%$);
- Durata media di un'analisi: 1 ora.

ISOLATORE S2 = 5

- Numero di analisi: 27
- Entità dei carichi verticali (MPa): 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 15, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 30, 35, 40, 45, 50.
- Massimo spostamento laterale in assenza di carico (mm): 418 ($d_2/D'=1.06$; $\gamma_t = 522\%$);
- Durata media di un'analisi: 2 ore.

ISOLATORE S2 = 4

- Numero di analisi: 11
- Entità dei carichi verticali (MPa): 0, 1, 3, 6, 10, 13, 15, 16, 20, 22, 23, 25
- Massimo spostamento laterale in assenza di carico (mm): 426 ($d_2/D'=1.08$; $\gamma_t = 426\%$);
- Durata media di un'analisi: 4 ore.

ISOLATORE S2 = 2.96

- Numero di analisi: 17
- Entità dei carichi verticali (MPa): 0, 3, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 15, 19, 20, 25, 30, 35, 40, 45
- Massimo spostamento laterale in assenza di carico (mm): 279 ($d_2/D'=0.71$; $\gamma_t = 207\%$)
- Durata media di un'analisi: 6 ore.

ISOLATORE S2 = 2

- Numero di analisi: 6
- Entità dei carichi verticali (MPa): 0, 3, 6, 8, 10, 15

- Massimo spostamento laterale in assenza di carico (mm): 527 ($d_2/D'=1.33$ $\gamma_t = 264\%$)
- Durata media di un'analisi: 8 ore.

ISOLATORE S2 = 1.51

- Numero di analisi: 4
- Entità dei carichi verticali (MPa): 0, 6, 10, 15
- Massimo spostamento laterale in assenza di carico (mm): 570 ($d_2/D'=1.44$ $\gamma_t = 215\%$)
- Durata media di un'analisi: 11 ore.

6.3 RISULTATI

Dalle analisi FEM si è valutato il comportamento globale e locale dei differenti dispositivi, al variare delle condizioni di carico. In particolare, il primo è stato indagato mediante l'osservazione delle curve forza-spostamento e forza-deformazione che rilevano forti perdite di rigidità orizzontale all'aumentare del carico verticale tanto più quanto l'isolatore è snello, come sarà discusso più approfonditamente nel §6.3.2. Inoltre, da un punto di vista locale si sono valutati le distribuzioni delle tensioni e deformazioni che sono sempre meno omogenee all'aumentare della snellezza del dispositivo e la condizione di prima plasticizzazione delle piastre interne.

Infine, per ciascun dispositivo è stato possibile individuare la condizione ultima, ovvero il carico verticale massimo e la deformazione laterale massima, oltre le quali si identifica il collasso.

In definitiva, le analisi FEM hanno consentito di costruire un database di informazioni sintetizzate come segue:

- Legami forza-spostamento
- Legami forza deformazione
- Legami rigidità orizzontale-spostamento
- Energia di deformazione elastica-spostamento
- Energia di dissipazione plastica-spostamento
- Energia totale-spostamento
- Tensioni nella mezzera dell'elastomero

- Tensioni all'interfaccia elastomero-piastra
- Deformazioni nella mezzeria dell'elastomero
- Deformazioni all'interfaccia elastomero-piastra

6.3.1 *Stato tenso-deformativo dei dispositivi*

Le prime analisi FEM, illustrate nel capitolo 5, con riferimento all'influenza del fattore di forma secondario S_2 , hanno mostrato che negli isolatori con basso fattore di forma ($S_2 < 3$), la gomma presenta elevate deformazioni locali e concentrazioni di sforzo sotto l'azione combinata dei carichi verticali ed orizzontali (deformazioni pari anche a 4 volte la deformazione orizzontale applicata, corrispondente circa al doppio dei valori riscontrati negli isolatori con $S_2 \geq 3$), mentre le tensioni di trazione, potenziali causa di rottura del dispositivo per perdita di aderenza o per cavitazione, aumentano al ridursi del fattore di forma secondario S_2 , e per $S_2 \geq 3$ non dipendono dalla pressione media verticale applicata.

Tali risultati sono desunti da condizioni di carico predefinite, ovvero con un carico verticale massimo di 15MPa ed una deformazione laterale massima del 300%. Le analisi descritte nel paragrafo 6.2 spingono il carico verticale e la deformazione applicati fino alla condizione ultima. Queste confermano il trend della sperimentazione teorica precedente.

Nelle figure da 75 a 80 sono riportate le distribuzioni delle tensioni normali verticali e delle tensioni tangenziali per l'isolatore caratterizzato dal fattore di forma secondario $S_2 = 2.96$ al variare del carico verticale, rispettivamente con $P_m = 15\text{MPa}$, $P_m = 20\text{MPa}$ e $P_m = 30\text{MPa}$, confrontate con la soluzione analitica Pressure solution di Kelly.

Si osserva come all'aumentare del carico verticale la Pressure solution è sempre più accurata per le tensioni normali e lo è sempre meno per le tensioni tangenziali ed inoltre, all'aumentare del carico verticale la distribuzione di tensioni tangenziali in corrispondenza dei bordi è sempre più disomogenea. In particolare, la zona di massima discordanza per le tensioni normale si identifica al centro, mentre per le tensioni tangenziali nelle zone di bordo.

Nel caso di carico verticale $P_m = 15\text{MPa}$, la Tensione normale massima desunta dalle analisi FEM è di 25.2 MPa a fronte di quella calcolata mediante la Pressure solution di 30.0 Mpa, con una discordanza massima di 4.8 Mpa ed un relativo errore percentuale massimo del 19.0%.(figura 75). Per le tensioni

tangenziali, quella massima ottenuta dalle analisi è di 0.87 MPa contro gli 0.76MPa della Pressure solution, che dà luogo ad una discordanza massima di 0.18Mpa per un errore percentuale massimo del 66.7 % (figura 76).

Con valore del carico verticale $P_m=20\text{MPa}$ le analisi restituiscono un valore massimo di tensione normale pari a 33.4 MPa, a fronte dei 39.9 Mpa della soluzione analitica per una discordanza di 6.5 Mpa e relativo errore percentuale massimo del 19.5 %. (figura 77). Relativamente alle tensioni tangenziali, il valore riscontrato dalle analisi è di 1.23 MPa, contro quello della Pressure Solution di 1.01 Mpa con un Errore percentuale massimo pari al 76.5 % (figura 78).

Infine, applicando un carico $P_m=30\text{MPa}$ si è ottenuto un valore massimo della tensione normale pari a 49.1MPa distante 10.9MPa dalla soluzione analitica che prevedeva un valore massimo di 60MPa, per un errore percentuale del 22.2% (figura 79). Le tensioni tangenziali mostrano un errore percentuale tra la soluzione analitica e i risultati delle analisi del 91.5%, sulla base di un valore massimo delle analisi di 2.04MPa e della Pressure Solution di 1.52MPa. (figura 80)

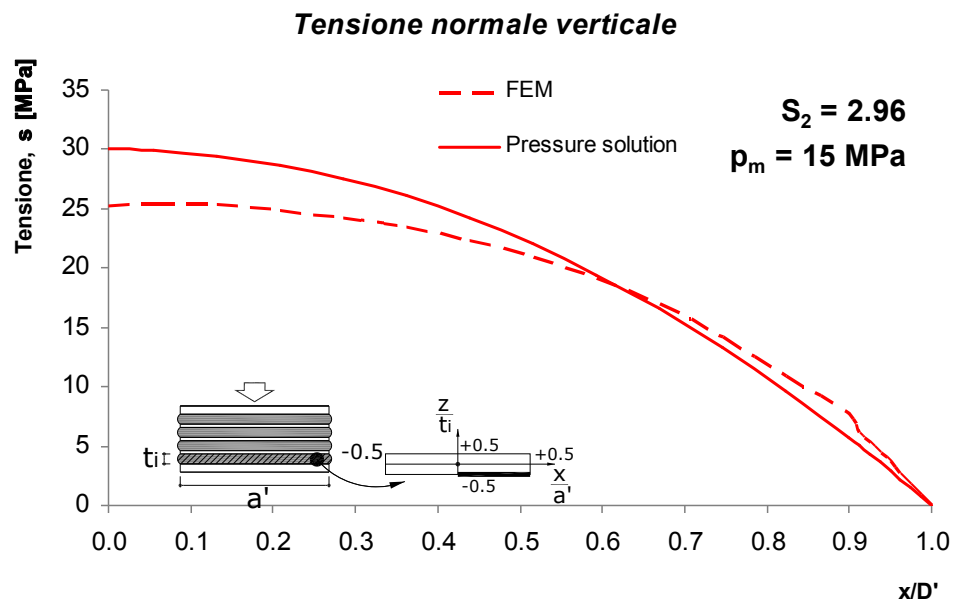


figura 75. Distribuzione delle tensioni normali per $P_m=15\text{MPa}$: confronto con la Pressure solution

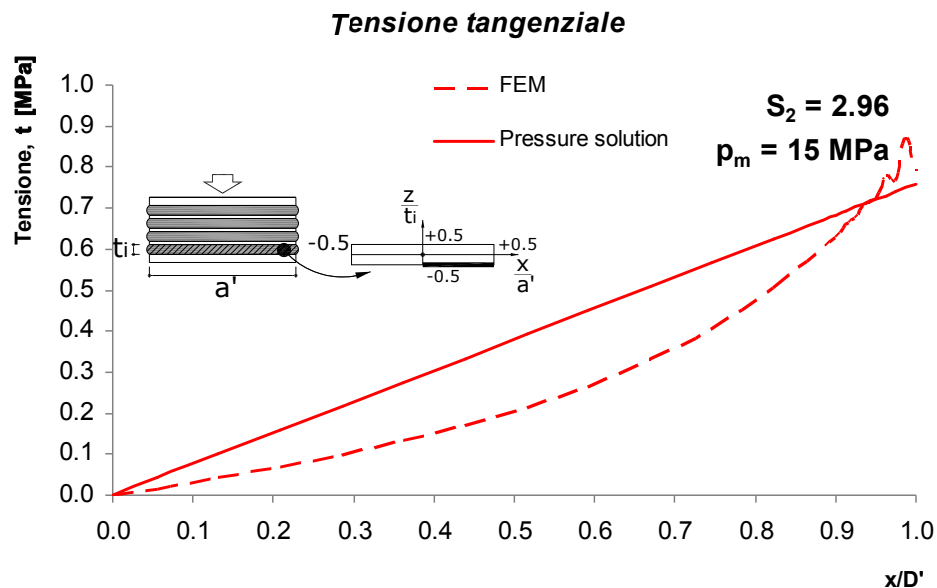


figura 76. Distribuzione delle tensioni tangenziali per $P_m=15\text{MPa}$: confronto con la Pressure solution

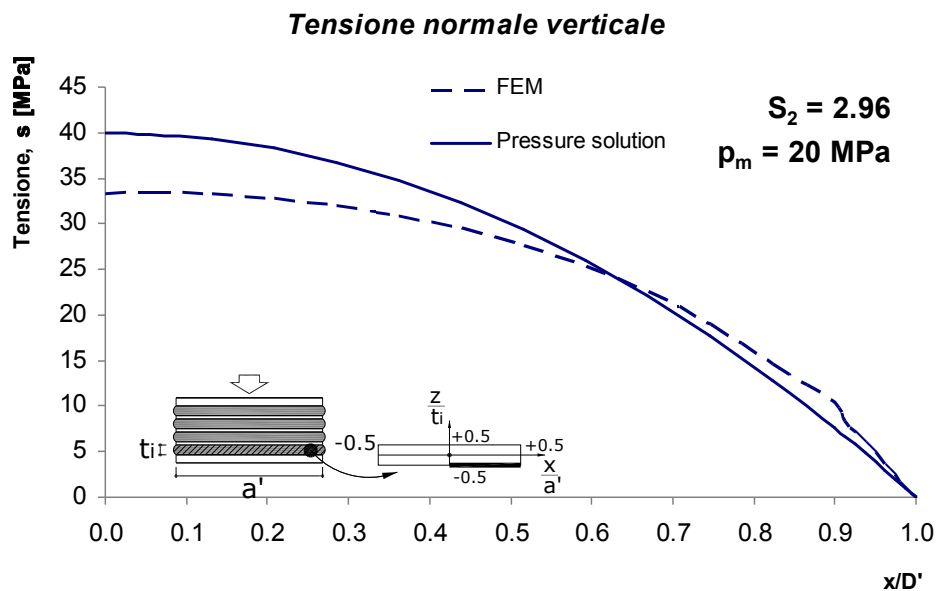


figura 77. Distribuzione delle tensioni normali per $P_m=20\text{MPa}$: confronto con la Pressure solution

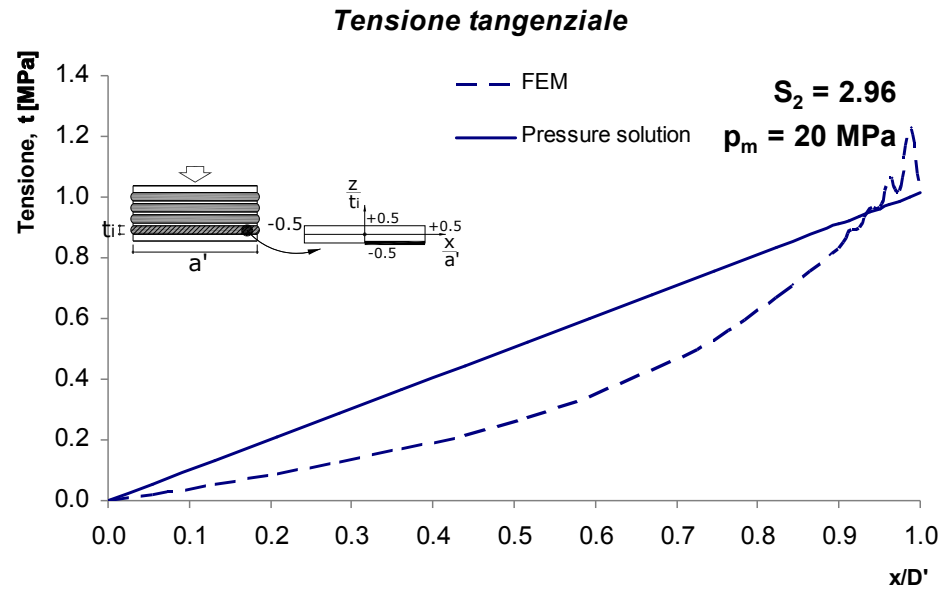


figura 78. Distribuzione delle tensioni tangenziali per $P_m=20\text{MPa}$: confronto con la Pressure solution

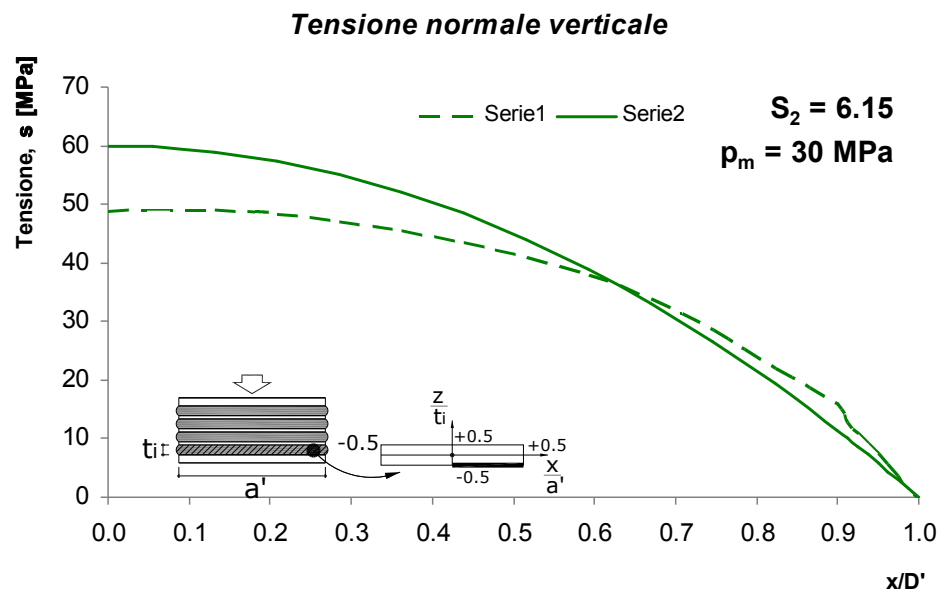


figura 79. Distribuzione delle tensioni normali per $P_m=30\text{MPa}$: confronto con la Pressure solution

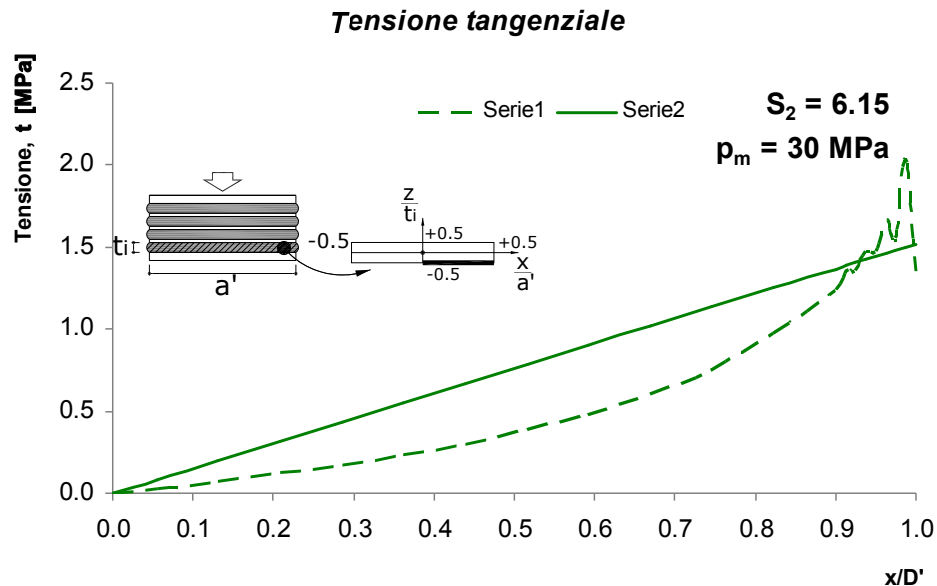


figura 80. Distribuzione delle tensioni tangenziali per $P_m=30\text{MPa}$: confronto con la Pressure solution

Lo stato tensionale è stato indagato anche relativamente alla condizione ultima, al variare del carico e del fattore di forma secondario, all'interfaccia acciaio-gomma.

Relativamente al dispositivo caratterizzato da $S_2=6.15$, la condizione ultima per un carico verticale $P_m=3\text{MPa}$ è raggiunta con valori della deformazione laterale $\gamma=542\%$, ovvero uno spostamento $d=352\text{mm}$ relativo ad un valore della forza $F=902\text{ kN}$.

All'aumentare della deformazione tagliante si abbassano le sollecitazioni di compressione all'estremo sinistro del dispositivo (che tendono a zero) e aumentano quelle all'estremo destro, più in generale si assiste ad una riduzione dell'area ridotta.(figura 81)

Nella condizione ultima (deformazione del 542%) si assiste ad una riduzione delle sollecitazioni su quasi tutto il diametro, mentre nella restante parte si hanno fortissimi incrementi, la pressione sull'area reagente raggiunge un picco di 206 MPa.

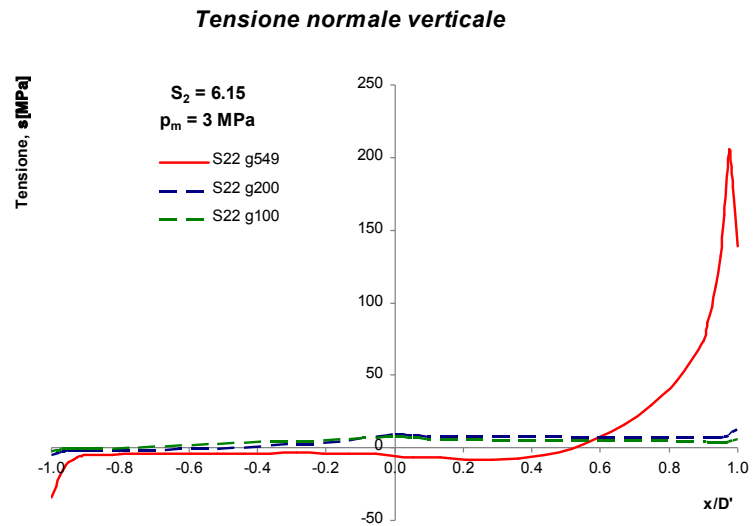


figura 81. Distribuzione delle tensioni normale all'interfaccia acciaio-gomma con $P_m=3\text{MPa}$ per l'isolatore con $S_2=6.15$ alla condizione ultima.

Per le tensioni tangenziali si assiste allo stesso fenomeno.

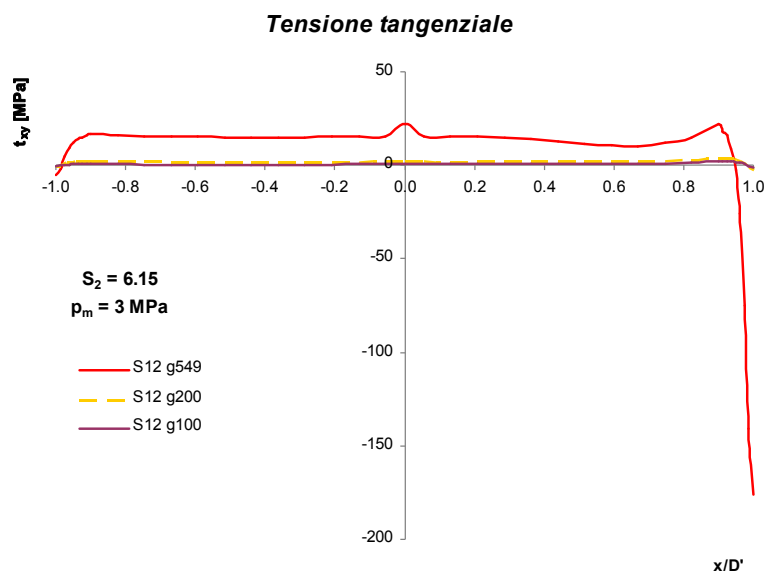


figura 82. Distribuzione delle tensioni tangenziali all'interfaccia acciaio-gomma con $P_m=3\text{MPa}$ per l'isolatore con $S_2=6.15$ alla condizione ultima.

Per il medesimo isolatore, $S_2=6.15$, applicando un carico verticale di 30MPa, la condizione ultima è raggiunta con valori della deformazione laterale $\gamma=124\%$, ovvero uno spostamento $d=80\text{mm}$ relativo ad una vaolore della forza $F=53\text{kN}$.

Il confronto tra i due stati critici in termini di distribuzioni tensionali è riportato in figura 83 e figura 84, che rispettivamente illustrano l'andamento delle tensioni normali e tangenziali all'interfaccia acciaio-gomma.

Tensione normale verticale

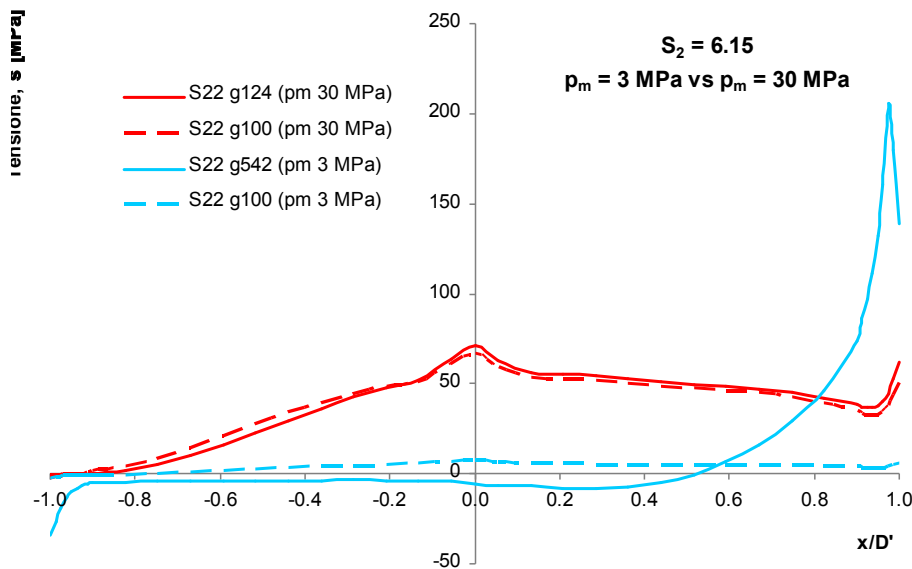


figura 83. Confronto tra i due stati critici per $P_m=3\text{MPa}$ e $P_m=30\text{MPa}$ per la distribuzione delle tensionie normali all'interfaccia acciaio-gomma nell'isolatore con $S_2=6.15$.

Dall' osservazione dei diagrammi si osserva facilmente che nel caso di grandi deformazioni, si riscontrano

- elevate sollecitazioni concentrate ai bordi
- sollecitazioni basse lungo il diametro
- al diminuire delle deformazioni imposte (e quindi all'aumentare del carico) le sollecitazioni sono più omogenee e più alte nella parte centrale
- in generale la crisi è governata da fenomeni locali.

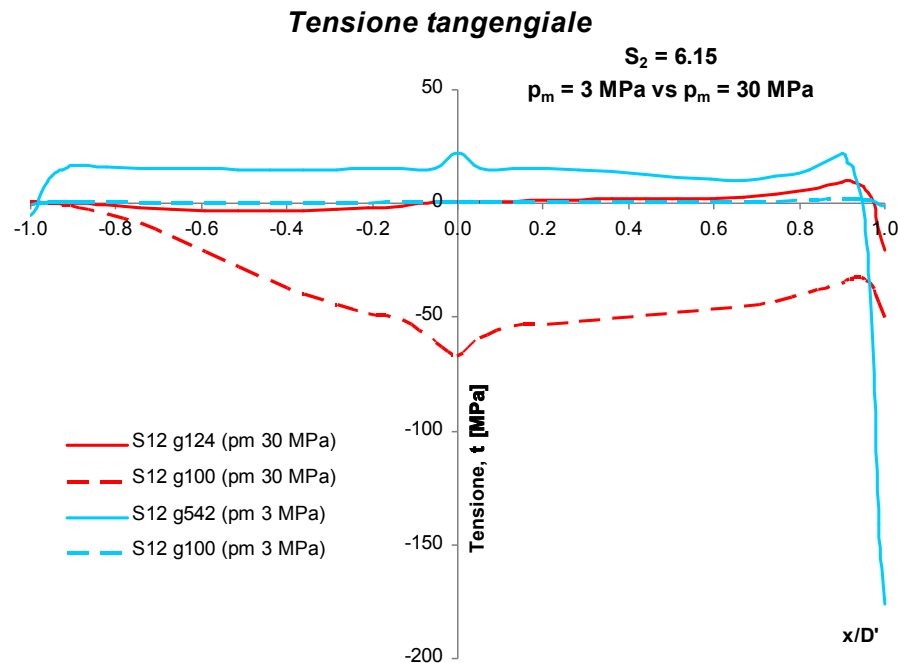


figura 84. Confronto tra i due stati critici per $P_m=3\text{MPa}$ e $P_m=30\text{MPa}$ per la distribuzione delle tensioni tangenziali all'interfaccia acciaio-gomma nell'isolatore con $S_2=6.15$.

Diagrammando, invece, i confronti tra gli stati critici per un assegnato valore di P_m , ad esempio per $P_m=3\text{MPa}$, al variare del fattore di forma secondario S_2 , per la distribuzione delle tensioni normali e tangenziali all'interfaccia acciaio-elastomero, come mostrato rispettivamente in figura 85 ed in figura 86.

L'isolatore più snello appare maggiormente soggetto a sforzo normale (si veda picco nel grafico in alto a destra) figura 85, confermando un trend mai smentito dai risultati delle analisi: più è snello e più vi è sforzo normale da flessione; al contrario, banalmente si osserva che l'isolatore tozzo lavora più a taglio che a flessione, figura 86.

In sostanza, gli isolatori snelli sono quelli che soffrono maggiormente lo sforzo normale da flessione, mentre risultano poco sollecitati a taglio; al contrario la sollecitazione tagliante diventa governante la crisi per i dispositivi tozzi.

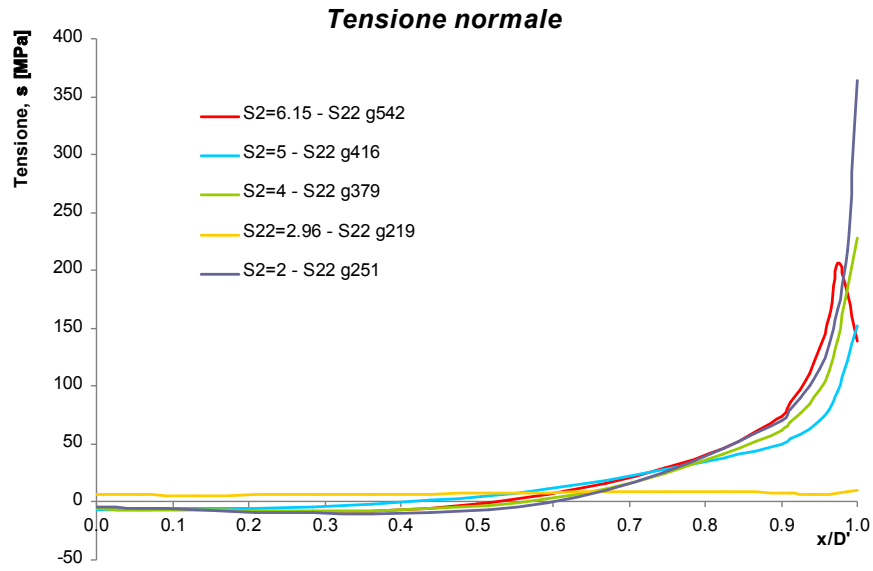


figura 85. Confronto tra stati critici per $P_m=3\text{MPa}$ relativi alla distribuzione delle tensioni normali all'interfaccia acciaio-gomma al variare di S_2 .

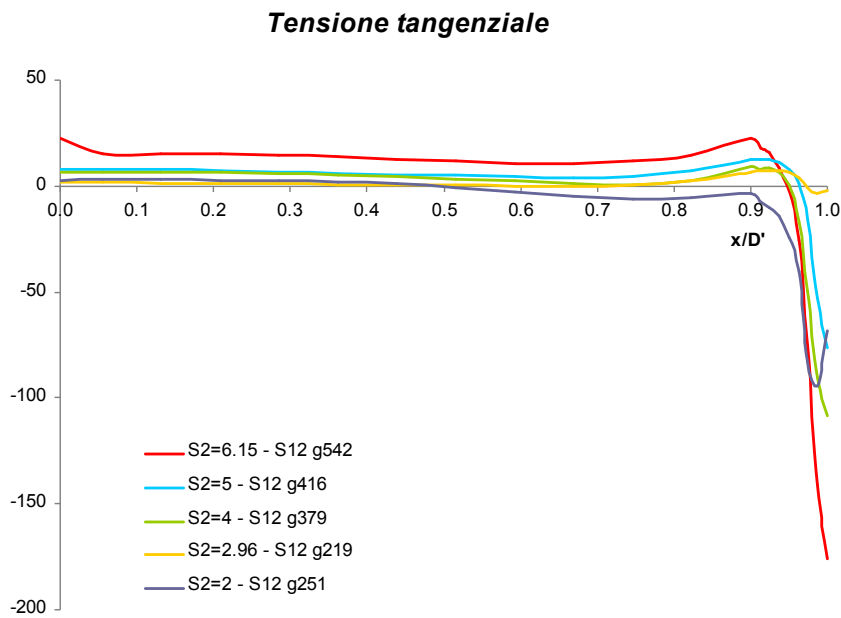


figura 86. Confronto tra stati critici per $P_m=3\text{MPa}$ relativi alla distribuzione delle tensioni tangenziali all'interfaccia acciaio-gomma al variare di S_2 .

6.3.2 Comportamento globale: curve forza-spostamento e forza-deformazione

Il comportamento globale dei dispositivi è stato indagato mediante la rielaborazione dei dati ottenuti dalle analisi non lineari agli elementi finiti, in diagrammi che restituiscono le curve Forza-spostamento e Forza-deformazione.

Tali curve sono state confrontate prima per differenti valori del carico verticale su di uno stesso modello di dispositivo e poi, per differenti modelli a parità di carico verticale applicato. Sulle curve sono altresì riportati i valori di prima plasticizzazione delle piastre interne.

La figura 87 riporta la curva F-d, con relative plasticizzazione delle piastre (linee tratteggiate) per l'isolatore con fattore di forma $S_2=2$

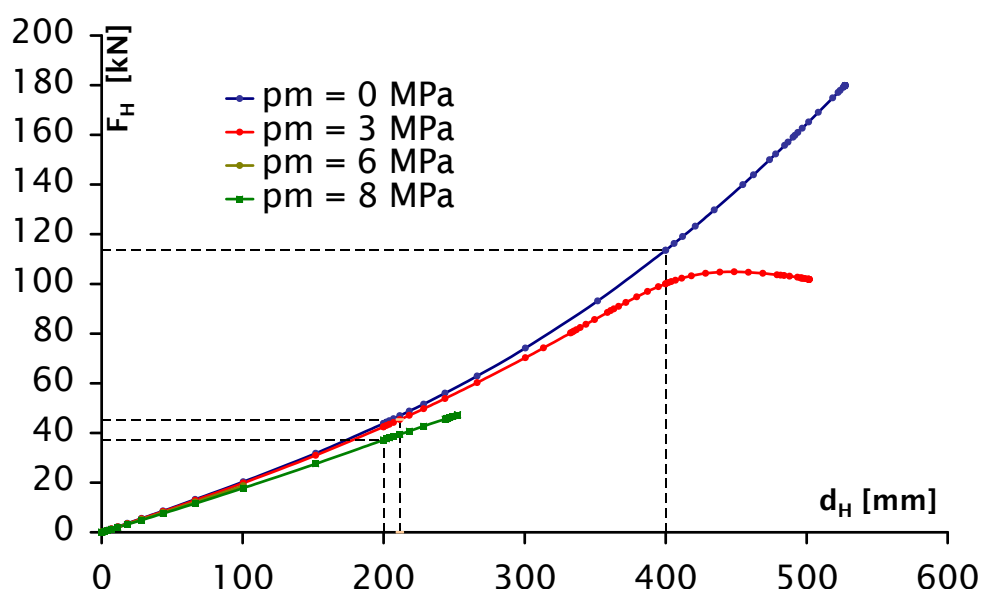


figura 87. Curva F-d per l'isolatore con $S_2=2$ al variare del carico

All'aumentare del carico verticale si osserva una riduzione della rigidezza orizzontale ed una plasticizzazione delle piastre interne più veloce, oltre che una diminuzione dello spostamento laterale. Inoltre, la forza orizzontale necessaria per portare gli isolatori nella condizione ultima è maggiore nel caso di pressione verticale nulla, confermando l'effetto del carico verticale

sulla rigidezza orizzontale (inversamente proporzionali). Gli stessi risultati possono essere letti in termini di $F-\gamma$, come riportato in figura 88.

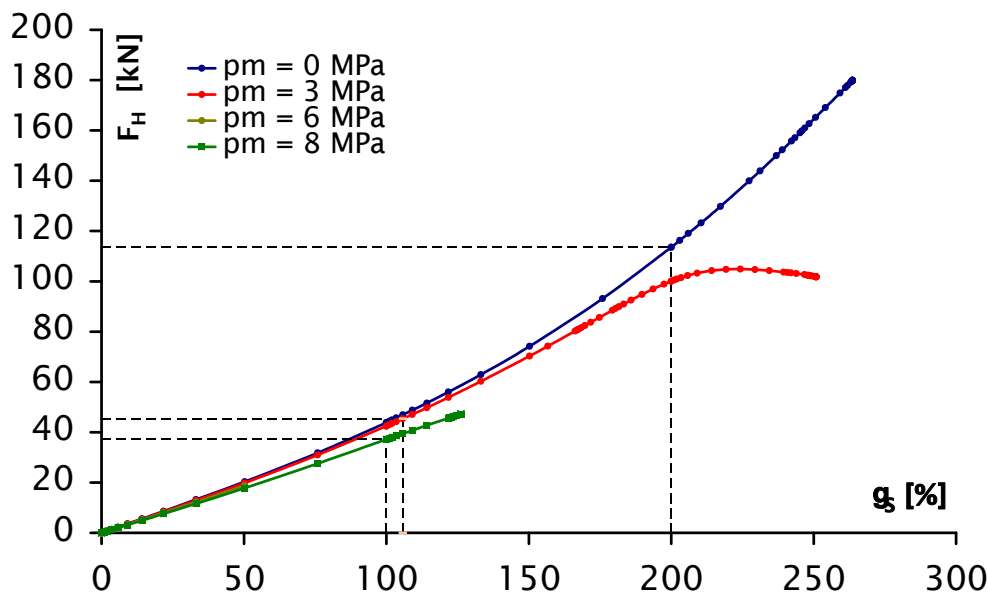


figura 88. Curva $F-\gamma$ per l'isolatore con $S_2=2$ al variare del carico

Analogamente, in figura 89 sono mostrate le curve $F-d$ per i differenti valori di carico verticale impiegati nelle analisi FEM e le plasticizzazioni degli inserti in acciaio, per l'isolatore con fattore di forma secondario $S_2=2.96$. In figura 90, invece, si illustrano le curve $F-\gamma$. In questo caso, $S_2=2.96$, le analisi sono state condotte fino a valori del carico verticale $P_m=45\text{MP}$. All'aumentare del carico, banalmente, diminuisce lo spostamento laterale e la forza orizzontale necessaria, mentre la rigidezza orizzontale subisce decrementi meno sensibili. In particolare, figura 89, si possono individuare tre range di pressioni che restituiscono differenti comportamenti:

- da 0MPa a 8MPa: si hanno spostamenti ultimi prossimi tra loro (circa 300mm) ed una rigidezza che si mantiene piuttosto costante
- da 9MPa a 15MPa decrescono gli spostamenti ultimi, ma la rigidezza si mantiene ancora all'incirca costante
- > di 15MPa spostamenti ultimi molto dispersi tra loro e forte abbattimento della rigidezza laterale.

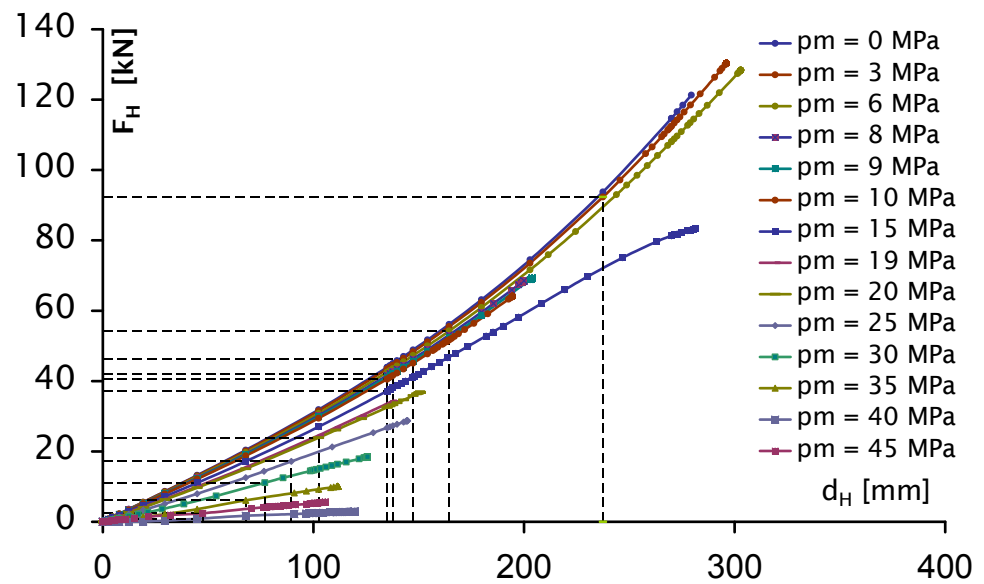


figura 89. Curva F-d per l'isolatore con $S_2=2.96$ al variare del carico

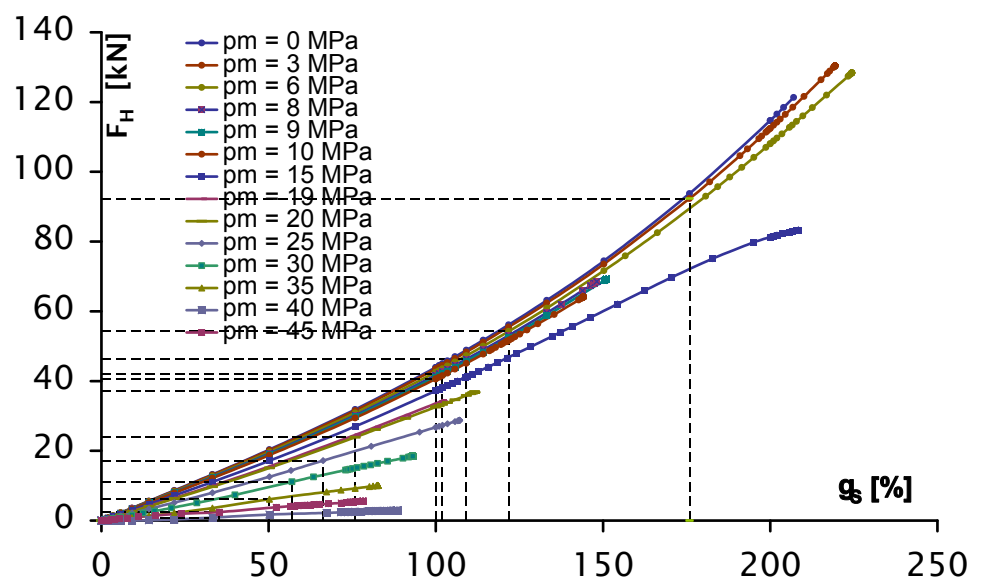


figura 90. Curva F- γ per l'isolatore con $S_2=2.96$ al variare del carico

Si riportano ora, le curve F-d (figura 91) ed F- γ (figura 92) per l'isolatore caratterizzato da $S_2=4$

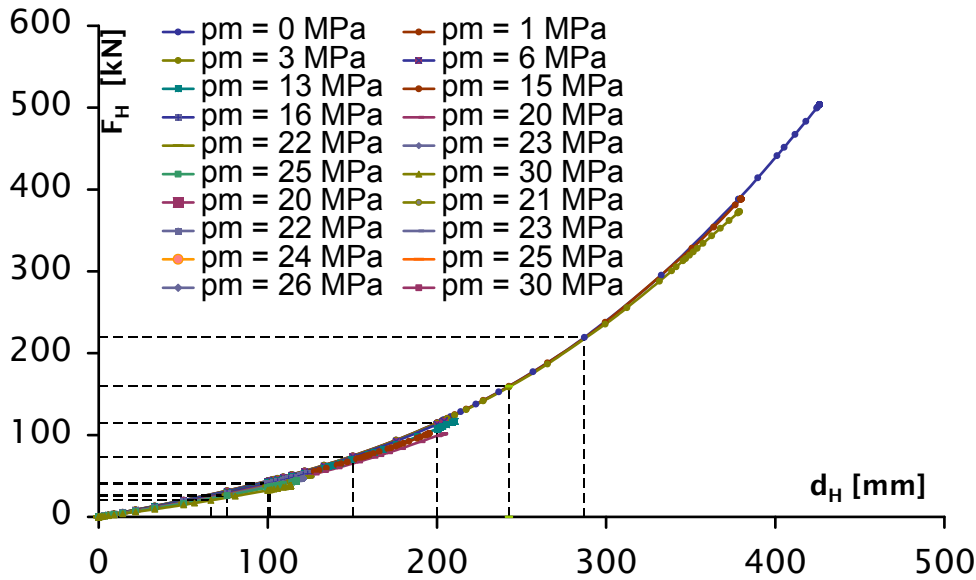


figura 91. Curva F-d per l'isolatore con $S_2=4$ al variare del carico

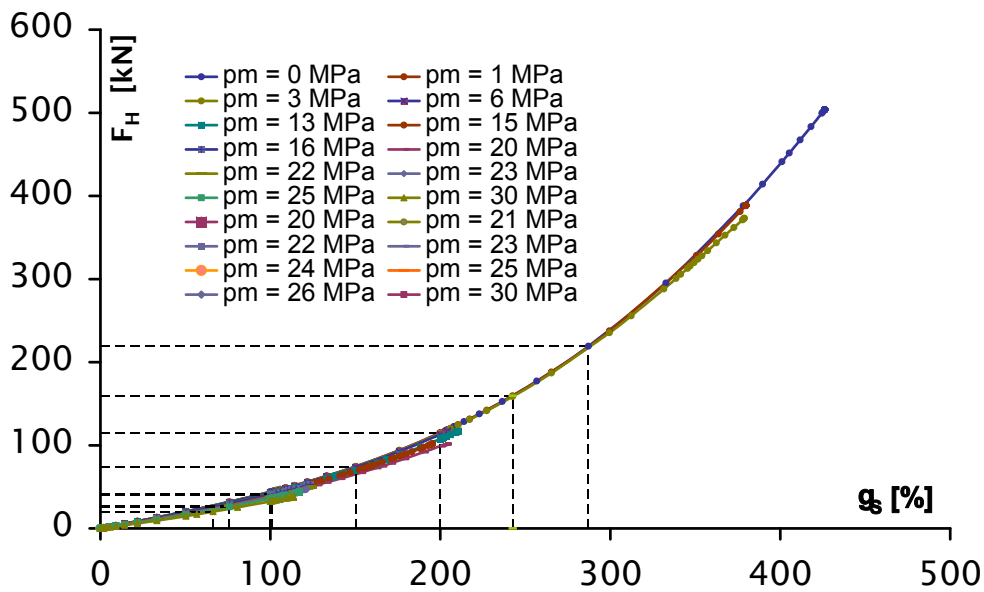


figura 92. Curva F- γ per l'isolatore con $S_2=4$ al variare del carico

La figura 91 mostra come all'aumentare della snellezza dei dispositivi si perde l'effetto di abbattimento della rigidità orizzontale, ovvero le curve si allineano tra loro.

La figura 92, invece consente di osservare che per pressioni fino a 30MPa la deformazione dell'isolatore $S_2=4$ è proprio del 400%, ovvero il fattore di forma secondario dà indicazione della deformazione laterale massima, questo trend sarà confermato dai risultati ottenuti sui successivi dispositivi.

Si riportano ora, le curve F-d (figura 93) ed F- γ (figura 94) per l'isolatore caratterizzato da $S_2=5$.

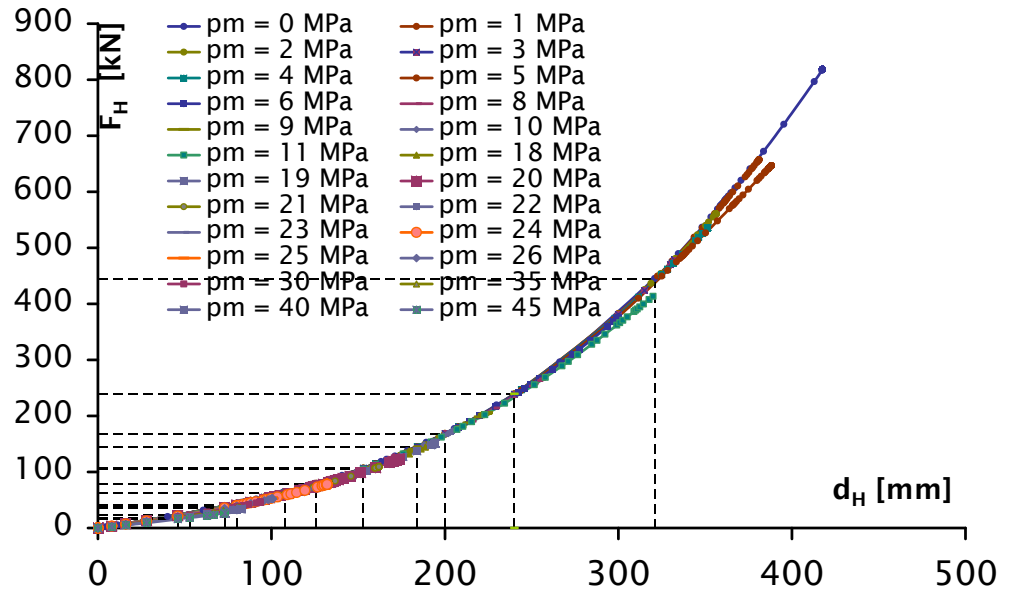


figura 93. Curva F-d per l'isolatore con $S_2=5$ al variare del carico

Anche per il dispositivo caratterizzato dal fattore di forma secondario $S_2=5$, si osserva una rigidità costante all'aumentare del carico, con le curve pressochè allineate.

Ancora nel caso di $S_2=5$, si osserva una deformazione laterale massima, proprio pari al 500%, confermando che il fattore di forma secondario sia un "indicatore" della deformazione massima possibile per i dispositivi, figura 94.

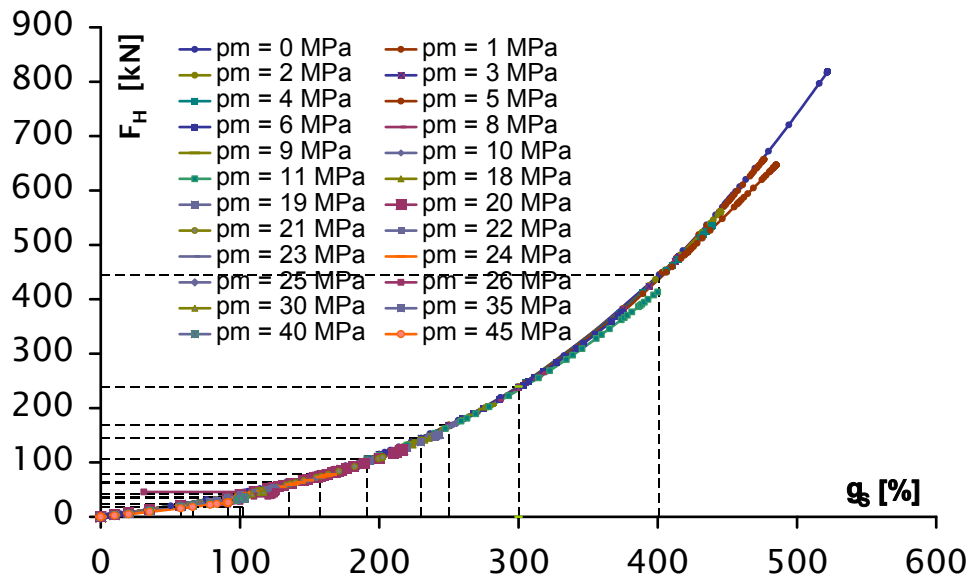


figura 94. Curva F- γ per l'isolatore con $S_2=5$ al variare del carico

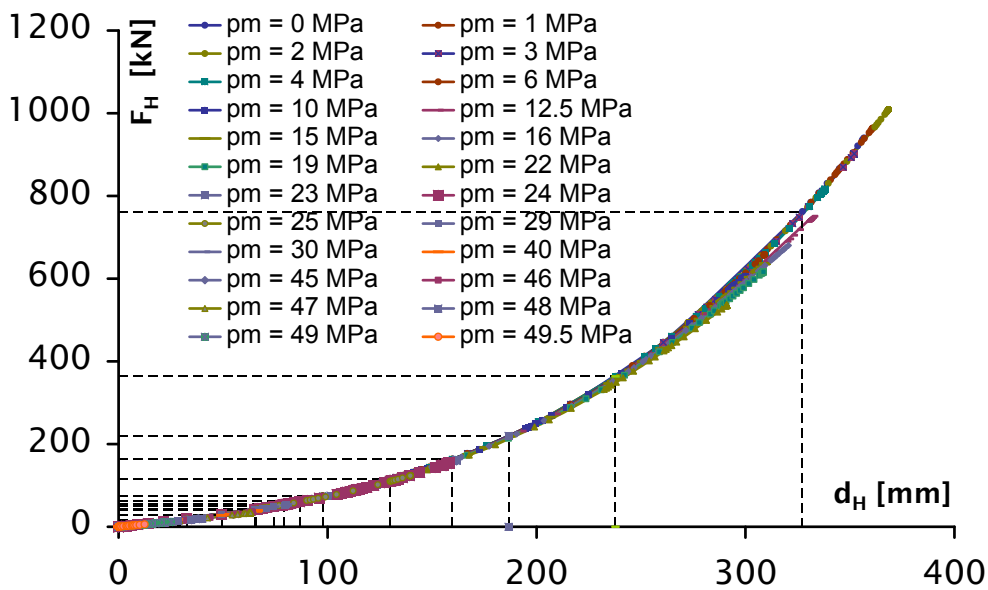


figura 95. Curva F-d per l'isolatore con $S_2=6.15$ al variare del carico

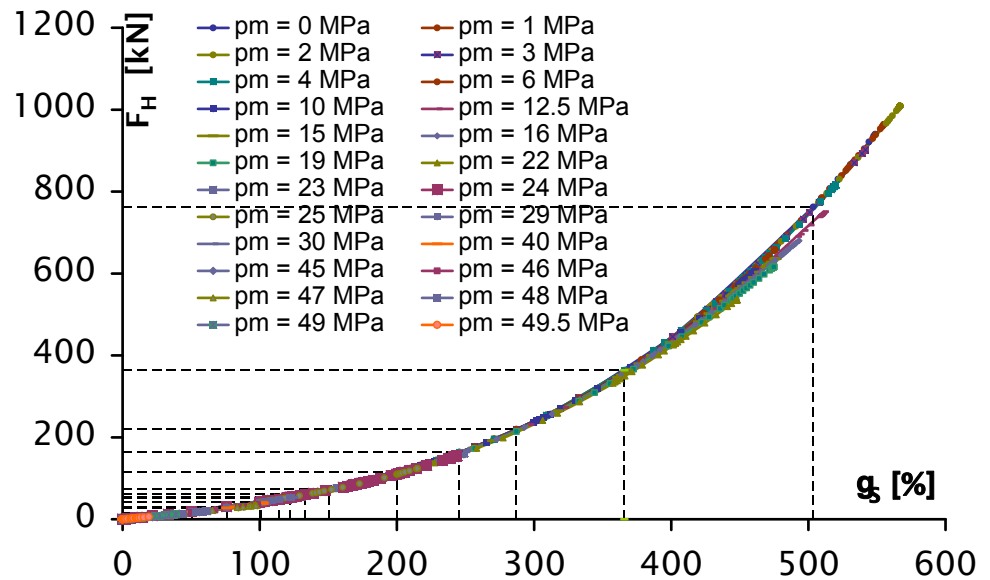
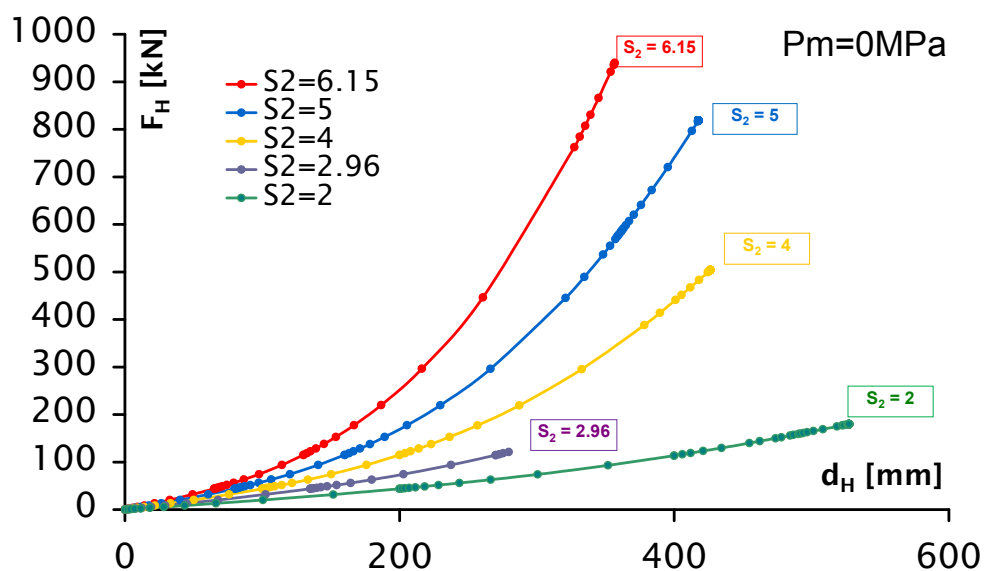
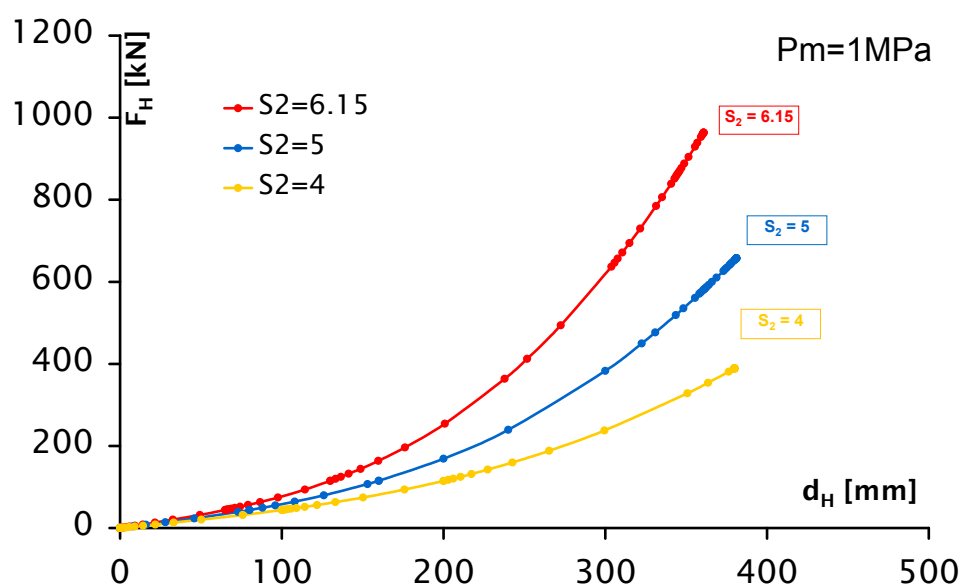


figura 96. Curva F- γ per l'isolatore con $S_2=6.15$ al variare del carico

Le osservazioni dei risultati vengono confermate dalle curve F-d relative al dispositivo con $S_2=6.15$, che non mostrano abbattimenti della rigidezza orizzontale all'aumentare del carico (figura 95) e dalle curve F- γ , che per un $S_2=2$ evidenziano deformazioni laterali massime prossime al 600% (figura 96).

La discussione dei risultati consente di dire che per uno stesso dispositivo l'incremento del carico verticale determina ovviamente spostamenti laterali sempre minori ed un abbattimento della rigidezza orizzontale. Queste dinamiche sono tanto più forti quanto l'isolatore è snello, ovvero al diminuire del fattore di forma secondario S_2 . Gli isolatori più snelli inoltre registrano oltre che una rigidezza orizzontale più bassa, a cui è connessa per altro una minore capacità dissipativa, spostamenti laterali più elevati. Inoltre, la lettura delle curve forza-deformazione suggeriscono la definizione del fattore di forma secondario S_2 come un indicatore della deformazione laterale massima dei dispositivi ($S_2=4$ rileva un $\gamma=400\%$; $S_2=5$ rileva un $\gamma=500\%$; $S_2=6$ rileva un $\gamma=600\%$). Tali osservazioni hanno suggerito un confronto diretto tra i diversi modelli di isolatori per valori fissati del carico verticale come mostrato dalla figura 97 alla figura 101 in cui si riportano le curve F-d rispettivamente per $P_m=0\text{MPa}$, $P_m=1\text{MPa}$, $P_m=3\text{MPa}$, $P_m=6\text{MPa}$, $P_m=30\text{MPa}$.

figura 97. Curva F-d per diversi dispositivi con $P_m = 0$ MPafigura 98. Curva F-d per diversi dispositivi con $P_m = 1$ MPa

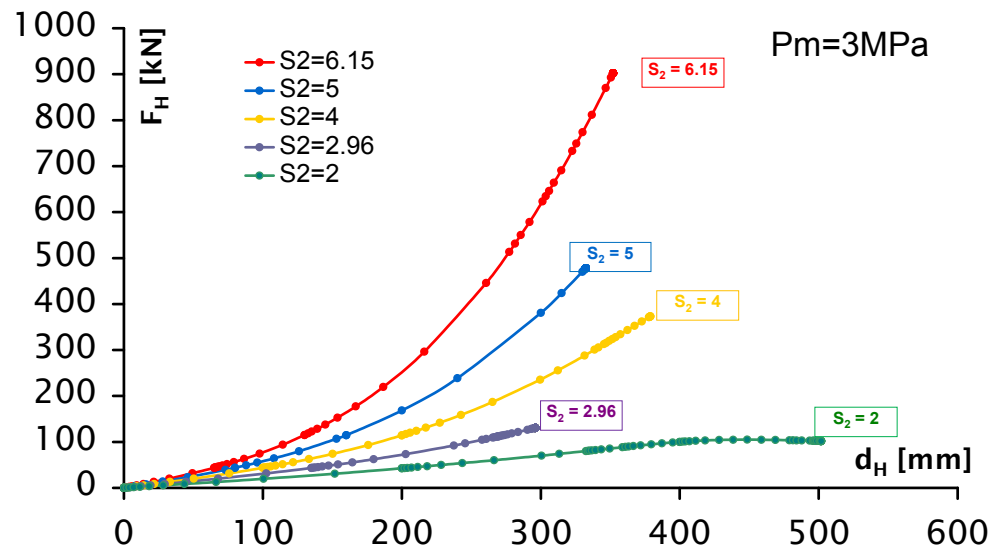


figura 99. Curva F-d per diversi dispositivi con $P_m = 3\text{MPa}$

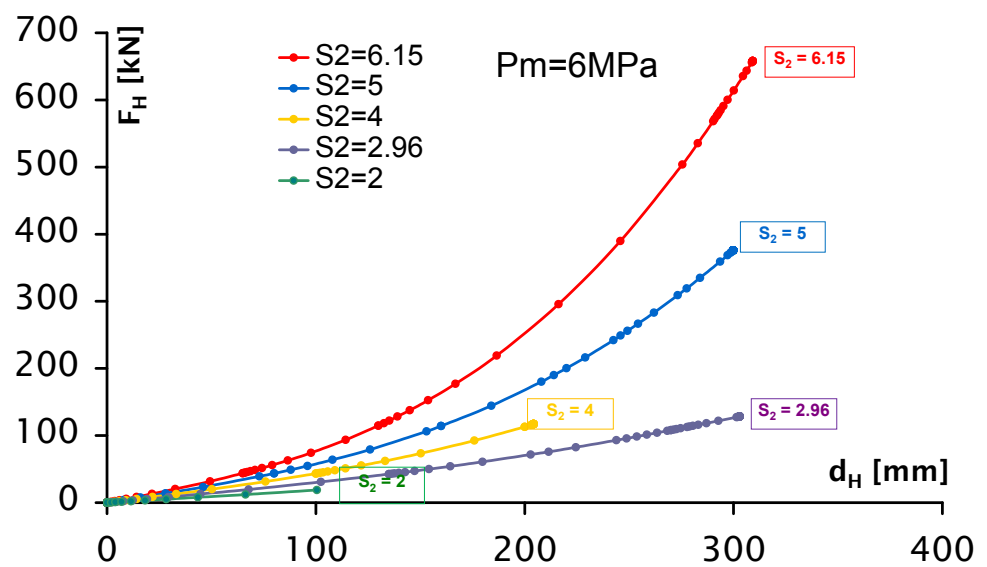


figura 100. Curva F-d per diversi dispositivi con $P_m = 6\text{MPa}$

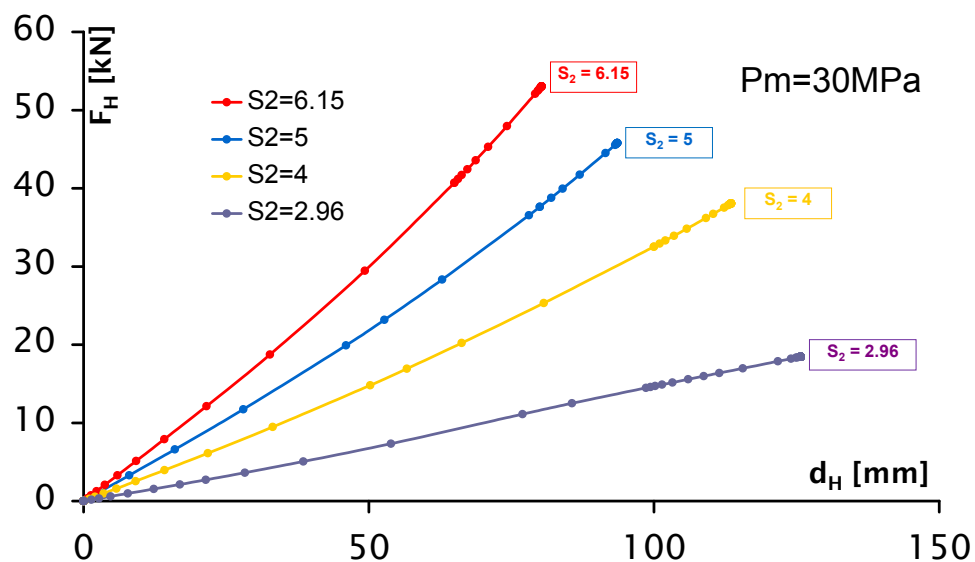


figura 101. Curva F-d per diversi dispositivi con $P_m = 30 \text{ MPa}$

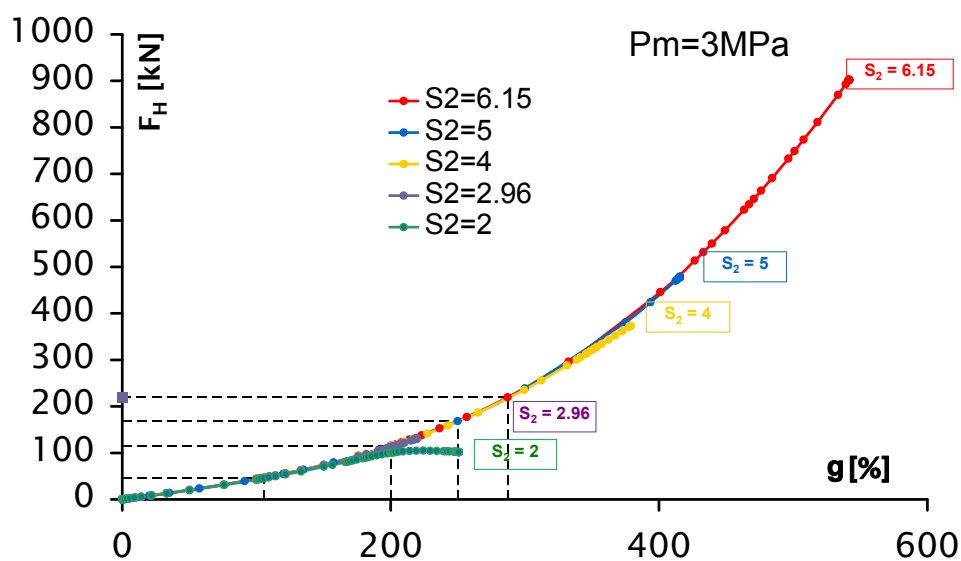


figura 102. Curva F- γ per diversi dispositivi con $P_m = 3 \text{ MPa}$

Dalle figure si osserva facilmente al diminuire di S_2 , ovvero all'aumentare della snellezza dei dispositivi, diminuisce fortemente la rigidità orizzontale, incrementa lo spostamento laterale e diminuisce il valore della forza.

Infine, in figura 102 si è mostrato il confronto tra i dispositivi per il valore di carico $P_m=3\text{MP}$ in termini di curve forze-deformazione in cui è evidente il legame S_2 – deformazione laterale massima.

6.3.3 *Fenomeni locali: plasticizzazione delle piastre interne*

Al fine della valutazione della capacità ultima dei dispositivi è estremamente importante il controllo dei fenomeni locali con particolare attenzione relativamente alla plasticizzazione delle piastre interne.

La crisi del dispositivo è certamente influenzata dalla sua geometria come osservato dai risultati esposti nei precedenti paragrafi, sia sullo stato tensionale che globale. Precisamente, si è visto come la rottura del dispositivo sia legata ad eccessive deformazioni taglienti nel caso di isoaltri estremamente tozzi, ovvero con valori di $S_2 > 5$ e a problemi di carico critico nel caso di isoaltri snelli con valori di $S_2 < 3$. Tuttavia, la massima pressione delle piastre interne, ovvero il valore di prima plasticizzazione influisce fortemente sulla resistenza dei dispositivi. Quindi, il comportamento degli isolatori può essere fortemente influenzato dallo spessore degli inserti di acciaio, spessori esegui infatti possono inficiare notevolmente le potenzialità dell'isolatore.

Le analisi FEM hanno consentito di mettere a fuoco il problema. La figura 103 illustra le piastre di confinamento dell'isolatore con $S_2=6.15$ per la condizione di carico $P_m=6\text{MPa}$ alla prima plasticizzazione con una deformazione laterale del 204%.

La figura 104, invece, mostra le medesime piastre dello stesso isolatore, soggetto ancora al carico verticale di 6MPa, ma nella condizione ultima, ovvero con un valore della deformazione laterale massima raggiunta pari al 476%.

Il confronto delle due immagini mostra come passando dalla prima plasticizzazione alla condizione ultima, vi sia un incremento della superficie elasticizzata che però resta confinata al bordo.

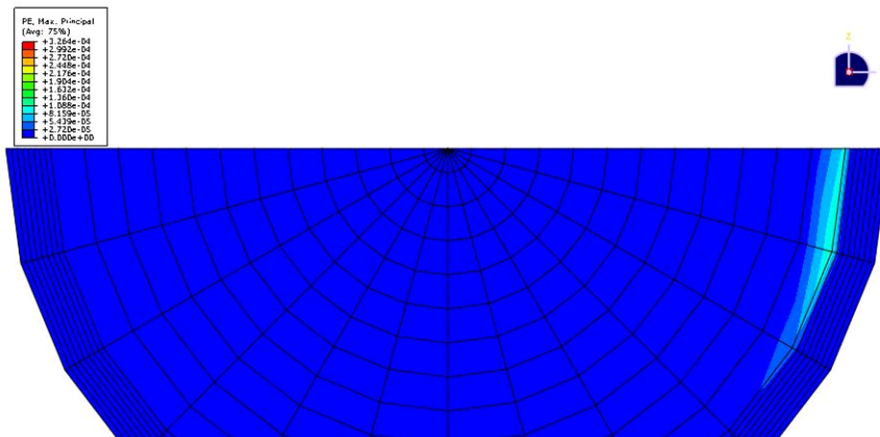


figura 103. Prima plasticizzazione delle piastre interne dell'isolatore $S_2=6.15$ con $P_m=6\text{MPa}$

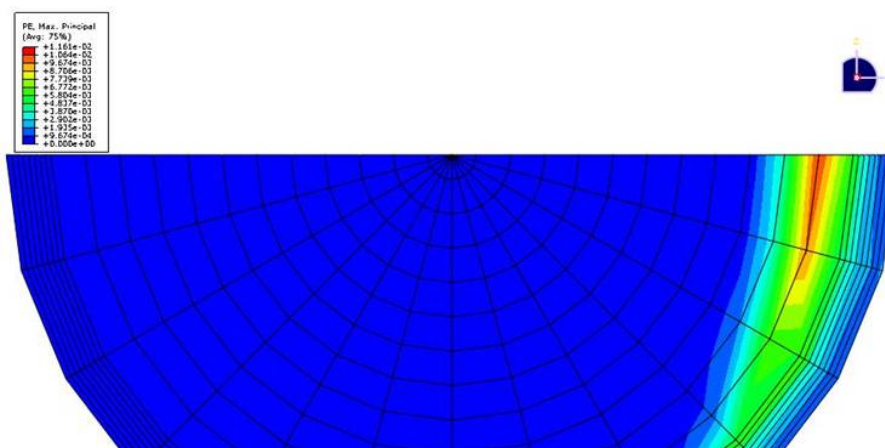


figura 104. Plasticizzazione delle piastre interne in condizione ultima dell'isolatore $S_2=6.15$ con $P_m=6\text{MPa}$

Per effetto delle grandi deformazioni e dei carichi elevati le piastre sono in gravose condizioni di lavoro. Per effetto dell'eccessiva deformazione laterale, perdono l'appoggio degli strati inferiori pur ricevendo il carico verticale.

La condizione cui sono soggette può essere schematizzata come una mensola con carico distribuito. La zona di maggior lavoro è quella dell'incastro, ovvero dell'estremo vincolato, che si trova proprio in corrispondenza delle ultime fibre presenti all'interno dell'area ridotta efficace (figura 105)

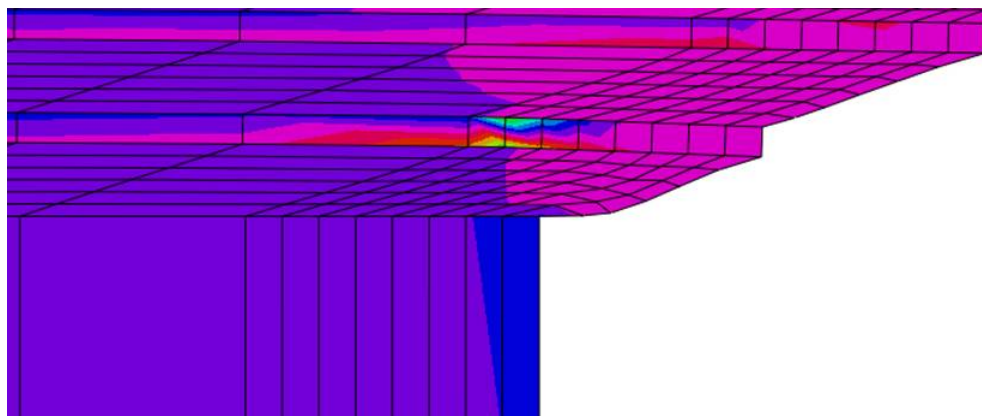


figura 105. Comportamento a mensola delle piastre d'acciaio.

Queste osservazioni suggeriscono di indagare sulle formule proposte dalla norma tecnica. La verifica delle tensione massima nelle piastre non contempla gli effetti locali, ma guarda globalmente a tutto lo strato di metallo a contatto con i due strati limitrofi di elastomero.

6.3.4 *Capacità ultima*

La capacità ultima degli isolatori è stata associata alla cosiddetta condizione ultima rilevata mediante le analisi FEM e definita come coppie di valori Carico Verticale Massimo-Deformazione laterale massima.

Le analisi numeriche si basano su un continuo rispetto di equazioni di equilibrio e congruenza per i successivi step. Per ogni incremento l'elaboratore elettronico controlla tali equazioni. L'aspetto più importante è la convergenza della soluzione, la quale può esservi o meno, se non si ha convergenza il programma provvede a successive iterazioni finché non si perviene ad essa. Tali iterazioni non sono infinite, in quanto si avrebbero infiniti tempi di analisi, quindi è opportuno fissare un numero massimo di iterazioni oltre il quale l'analisi deve essere arrestata. Il massimo di iterazione, ad esempio, per le analisi fin qui illustrate, è stato fissato a 500. Del resto aumentare il numero di iterazioni non è una panacea, perché spesso il problema risiede o in una errata modellazione o in fenomeno di buckling. Dal manuale stesso si legge:

“A common cause of convergence problems is that the physical system is very unstable. Example of unstable physical system include buckling of thin-walled shell structures, snap-trough with contact change, and compression of highly confined incompressible materials such as rubber”

Le analisi quindi, possono interrompersi anche nel caso in cui si è pervenuti all'instabilità dell'isoaltore.

Già dai primi incrementi, inoltre, nel caso di isolatori con basso fattore di forma secondario, si sono avuti messaggi relativi alla presenza di auto valori negativi, durante le analisi. A tal proposito il manuale del programma afferma:

“Negative eigenvalues are very often associated with a loss of stiffness or solution uniqueness such as might happen when a structure begins to buckle or a material becomes unstable”

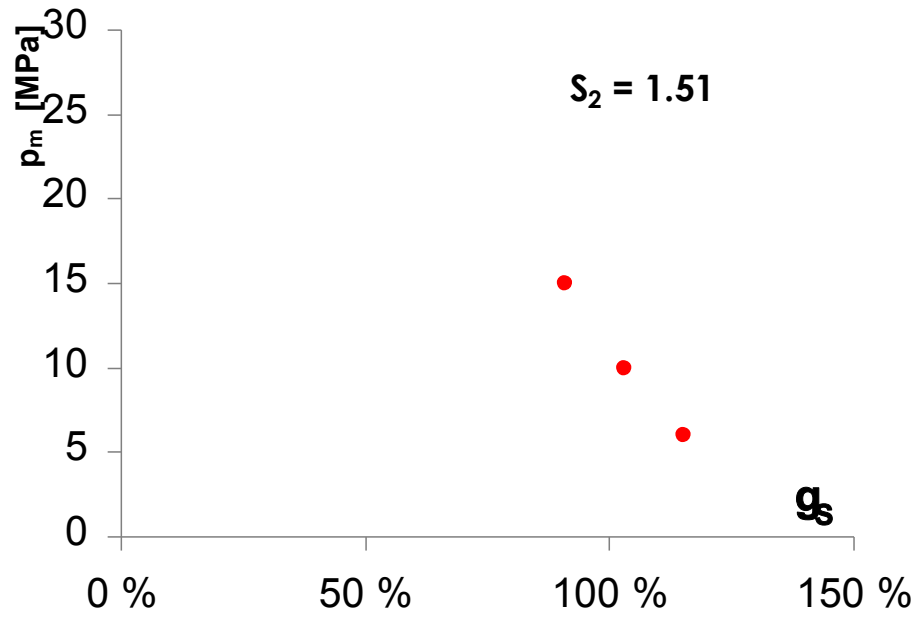
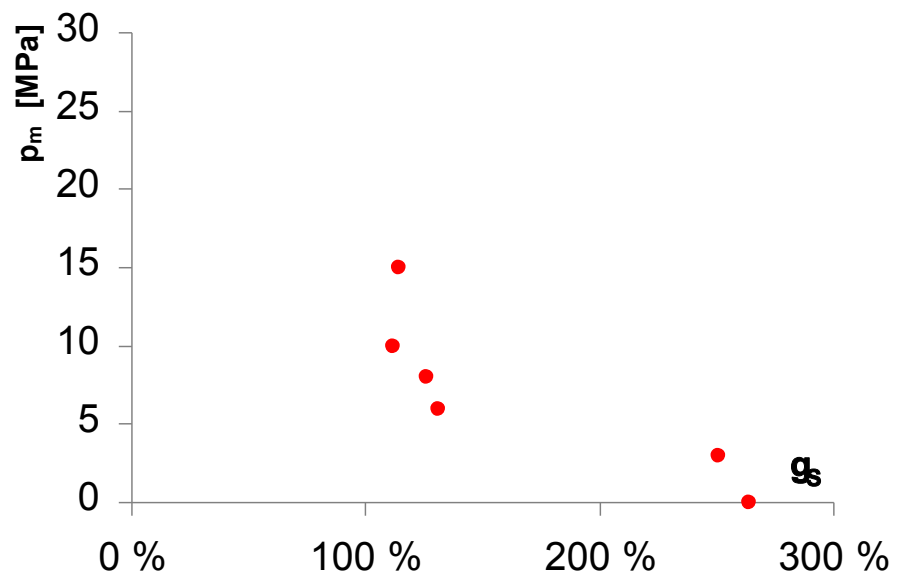
Sostanzialmente il problema è ancora legato alla perdita di rigidità ed instabilità. Quindi, a meno che non siano state violate le leggi costitutive del materiale, la condizione ultima può essere fortemente legata al fenomeno del buckling.

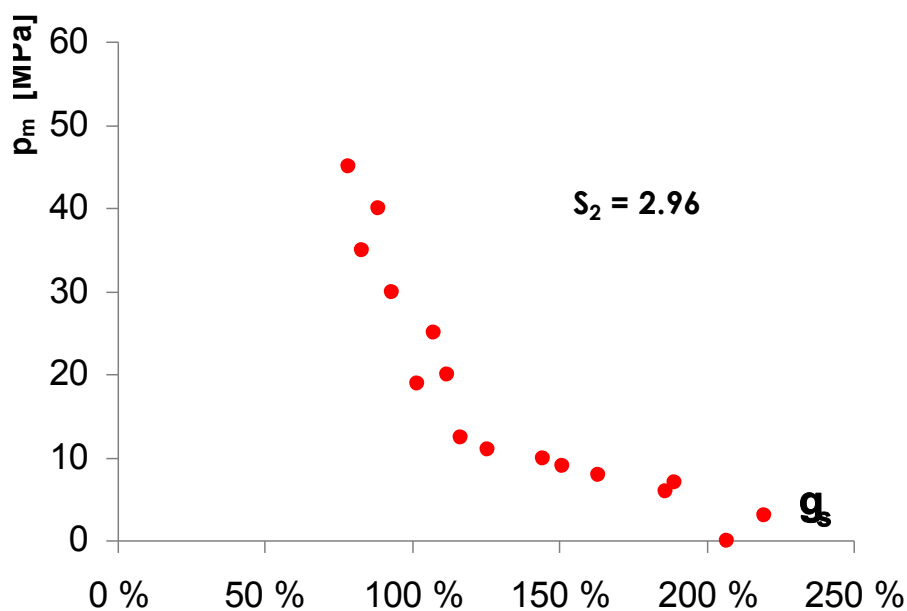
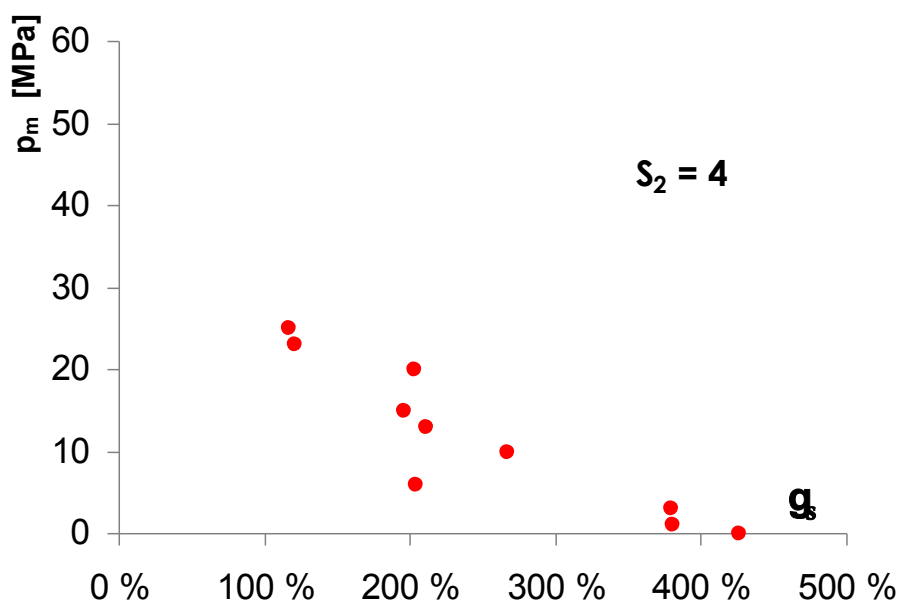
I risultati delle cosiddette condizioni ultime per tutti i dispositivi sono stati riportati nei diagrammi Pressione-deformazione illustrati nelle figure 106, 107, 108, 109, 110 e 111.

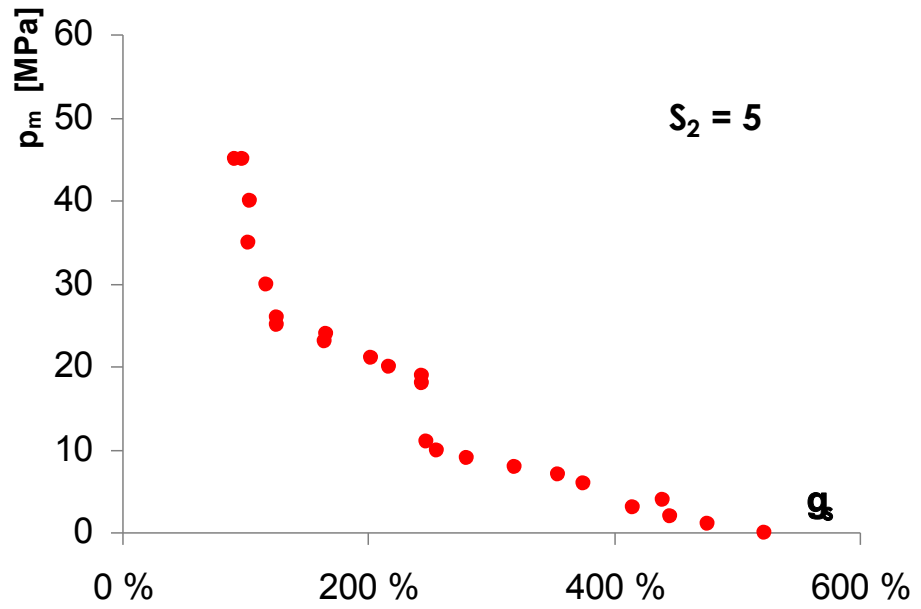
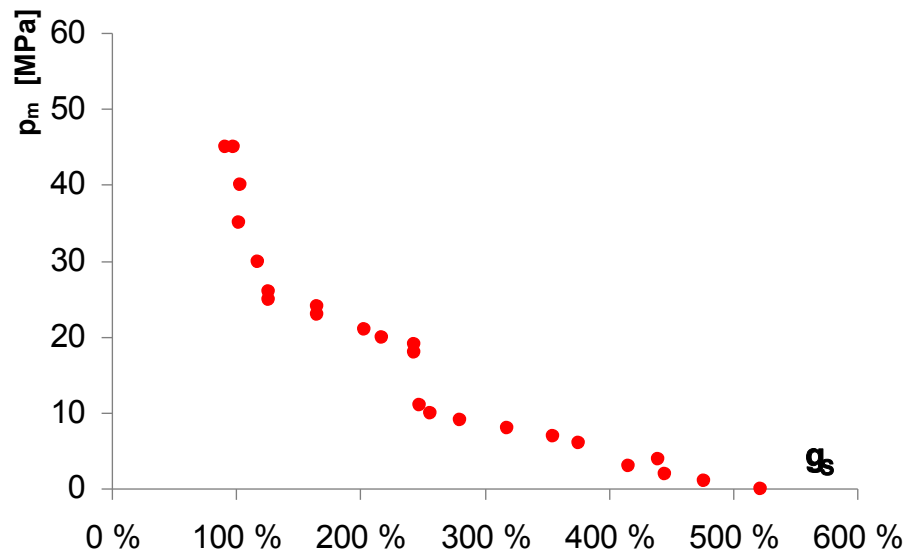
La lettura di tali risultati mostra come per gli isoaltri più snelli il valore della pressione massima sopportabile dal dispositivo sia molto più bassa, così come quella della deformazione laterale.

In particolare, l'isolatore più snello $S_2=1.51$ mostra la massima condizione ultima per valori del carico verticale pari a soli 15MPa con deformazioni del 91% (figura 106). Aumentando il fattore di forma $S_2=2$ si ottiene la coppia di valori (15MPa-115%) figura 107, con $S_2=3$ si passa a valori (15MPa-78%) figura 108, con $S_2=4$ a valori (25MPa-117%) figura 109, con $S_2=5$ a (45MPa-92%) figura 110 ed infine, con $S_2=6$ si ottengono valori ultimi di (50MPa-100%) figura 111.

Da un punto di vista progettuale, quindi è buona norma adottare isolatori con fattori di forma secondari $S_2 > 3$ e carichi verticali che non superino i 30MPa.

figura 106. Condizioni ultime per il dispositivo $S_2=1.51$ figura 107. Condizioni ultime per il dispositivo $S_2=2$

figura 108. Condizioni ultime per il dispositivo $S_2=3$ figura 109. Condizioni ultime per il dispositivo $S_2=4$

figura 110. Condizioni ultime per il dispositivo $S_2=5$ figura 111. Condizioni ultime per il dispositivo $S_2=6$

Tutti i risultati, in termini di condizioni ultime raggiunte dai differenti 6 modelli di dispositivi, ottenuti dalla sperimentazione numerica sono riportati in due diagrammi che riportano rispettivamente Pressione-deformazione adimensionalizzata al valore del fattore di forma secondario S_2 , figura 112 e Pressione adimensionalizzata alla pressione critica-deformazione adimensionalizzata al valore del fattore di forma secondario S_2 , figura 113

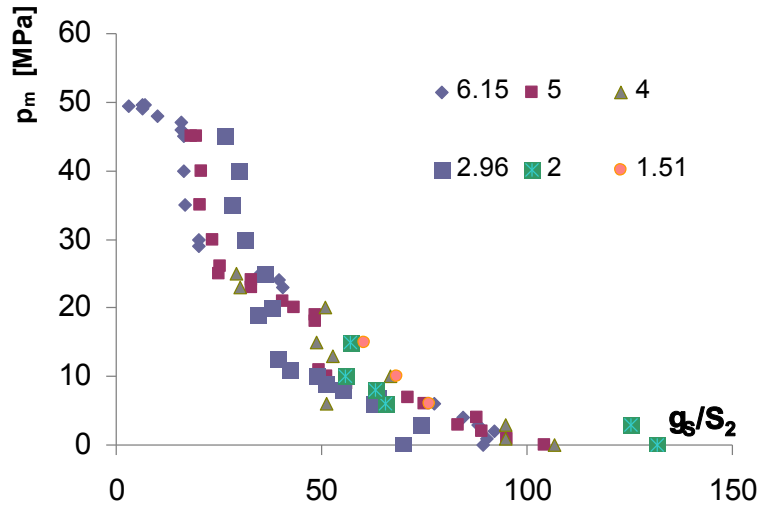


figura 112. Condizioni ultime per tutti i dispositivi: grafico pressione-deformazione adimensionalizzata ad S_2

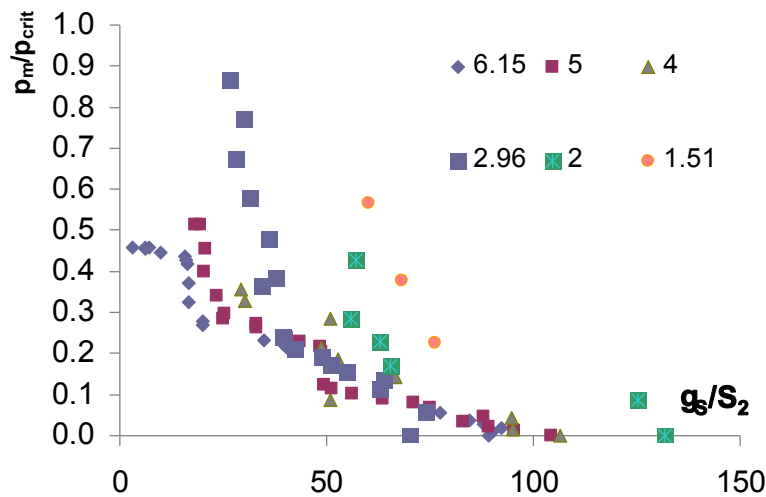


figura 113. Condizioni ultime per tutti i dispositivi: grafico pressione adimensionalizzata al valore critico-deformazione adimensionalizzata ad S_2

Adimensionalizzando la deformazione laterale rispetto a S_2 si nota come la meccanica sia sempre la stessa per ogni isolatore come si è già osservato relativamente alla discussione dei risultati per le curve forza-deformazione (es: $S_2=6.15$ raggiunge il 600% di deformazioni, $S_2=5$ raggiunge il 500% di deformazioni, $S_2=4$ raggiunge il 400% di deformazioni fino ad $S_2=1$ il 100%). Si nota anche come gli isolatori più tozzi riescano a sopportare pressioni verticali maggiori, al contrario di quelli snelli, che invece sarebbero preferibili per elevare il periodo di isolamento. Ad ogni modo, i risultati FEM si dispongono all'incirca lungo una retta, quindi un dominio elementare potrebbe essere di questo tipo: individuare i due punti estremi e congiungere con una retta, a conferma delle teorie di Kelly. Le normative danno invece indicazioni molto diverse tra loro, (figura 114).

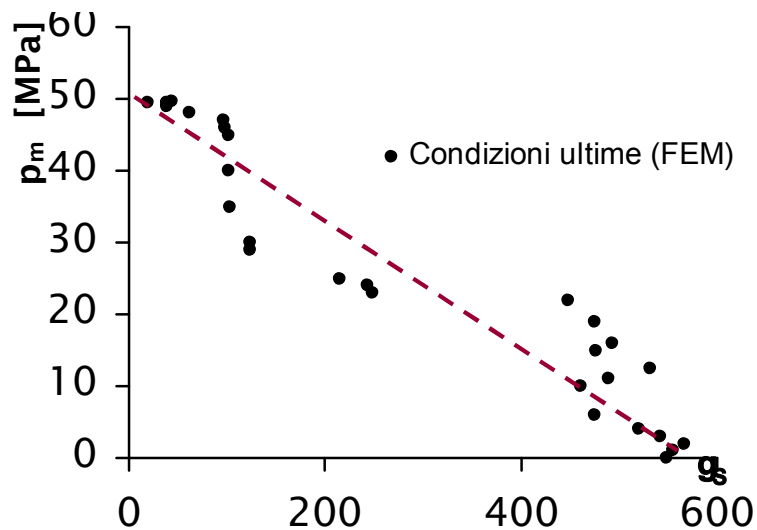


figura 114. Dominio elementare ricavato dalle condizioni ultime

Si può concludere affermando che non è possibile aumentare il periodo di isolamento discrezione del progettista in quanto carichi verticali elevati danno luogo a deformazioni laterali raggiungibili molto basse e plasticizzazioni che avvengono molto prima. Inoltre, isolatori aventi fattori di forma secondari bassi sono snelli e quindi incapaci di sopportare pressioni elevate. Questi due aspetti sono contrastanti e la scelta progettuale deve mediare tra le due esigenze.

6.4 INDICAZIONI NORMATIVE: DOMINI DI STABILITÀ

Le norme italiane attualmente in vigore dettano le seguenti disposizioni:

$$V \leq \frac{V_{crit}}{2} \quad (126)$$

Tale condizione riguarda la stabilità nei confronti del carico critico. Le normative prevedono prima il calcolo del valore critico per poi applicare un coefficiente di sicurezza pari a 2. Il carico critico si calcola come segue:

$$V_{crit} = \frac{G_{din} A_R S_1 D}{t_e} \quad (127)$$

si ha quindi:

$$V_{crit} = \frac{G_{din} A_R S_1 D}{2t_e} \quad (128)$$

esplicitando i termini da essa si ricava:

$$(P_{m,lim1})_{Cm'09} \leq \frac{GS_1 S_2}{2\pi} [\varphi(\gamma_s; S_2) - \sin \varphi(\gamma_s; S_2)] \quad (129)$$

Una seconda limitazione imposta riguarda la massima deformazione tagliente da spostamento laterale:

$$\gamma_s = \frac{d_2}{t_e} \leq 2 \quad (130)$$

In realtà le deformazioni taglienti non sono dovute solo allo spostamento laterale, ma bisogna tener conto della compressione e della rotazione angolare. La deformazione tagliente totale così ottenuta viene imposta minore del 500%:

$$\gamma_t \leq 5 \quad (131)$$

Esplicitando i termini, si ottiene la (132):

$$\gamma_t \leq \gamma_c + \gamma_s + \gamma_a \leq 5 \quad (132)$$

ovvero

$$\gamma_t = \frac{1.5V}{S_1 G_{din} A_R} + \frac{d_2}{t_e} + \frac{a^2}{2t_i t_e} \leq 5 \quad (133)$$

Dalla (133) si può dunque ricavare un secondo valore della pressione limite al variare della deformazione; trascurando la rotazione angolare ed esplicitando V, si ottiene infatti:

$$V \leq \left(5 - \frac{d_2}{t_e} \right) \frac{S_1 G_{din} A_R}{1.5} \quad (134)$$

esplicitando l'area ridotta efficace e sostituendo nella (134) si ottiene:

$$(P_{m,lim2})_{Cm'09} \leq \left(5 - \frac{d_2}{t_e} \right) \frac{GS_1}{1.5\pi} [\varphi(\gamma_s; S_2) - \sin\varphi(\gamma_s; S_2)] \quad (135)$$

Combinando le relazioni (126), (130) e (131), diagrammate in un piano Carico critico-deformazione laterale, si ottiene un possibile dominio cosiddetto di stabilità che può aiutare a comprendere il comportamento dei dispositivi in termini di interazione resistenza-stabilità, infatti su tale dominio saranno riportate le condizioni ultime ottenute dalle analisi FEM. La posizione dei punti, rappresentativi della capacità ultima, all'interno od all'esterno del dominio sono indicativi della modalità di crisi: tagliente o per stabilità.

Si riporta il dominio ottenuto in figura 116

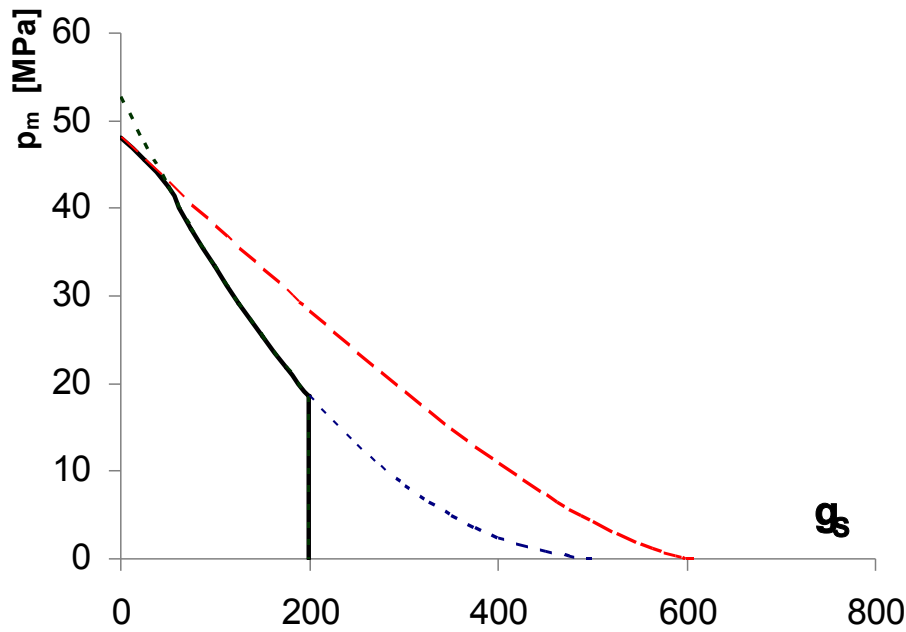


figura 116. Dominio di stabilità ottenuto dalle indicazioni normative.

In figura 116 la linea marcata in nero disegna il dominio ottenuto come precedentemente illustrato, ovvero dal rispetto della seguente condizione:

$$P_m \leq \min[(P_{m,\text{lim1}})_{CM'09}; (P_{m,\text{lim2}})_{CM'09}] \quad (136)$$

In realtà la pressione limite così ottenuta non è necessariamente compatibile con l'isolatore, inquanto non tiene conto della plasticizzazione delle piastre interne di confinamento. Sotto grandi deformazioni e grandi carichi verticali, infatti, le piastre tendono a lavorare per flessione, quindi con plasticizzazioni che avvengono molto prima di quanto previsto, come illustrato nel paragrafo 6.3.3. Per approfondire questo aspetto è necessario anzitutto introdurre la verifica per la massima tensione agente nelle piastre:

$$(P_{m,\text{lim3}})_{CM'09} = P_{m,\text{piastre}} \leq \frac{f_{yk} A_R t_s}{A(t_1 + t_2) 1.3} \quad (137)$$

La relazione (137) consente di tracciare il dominio riportato in figura 117

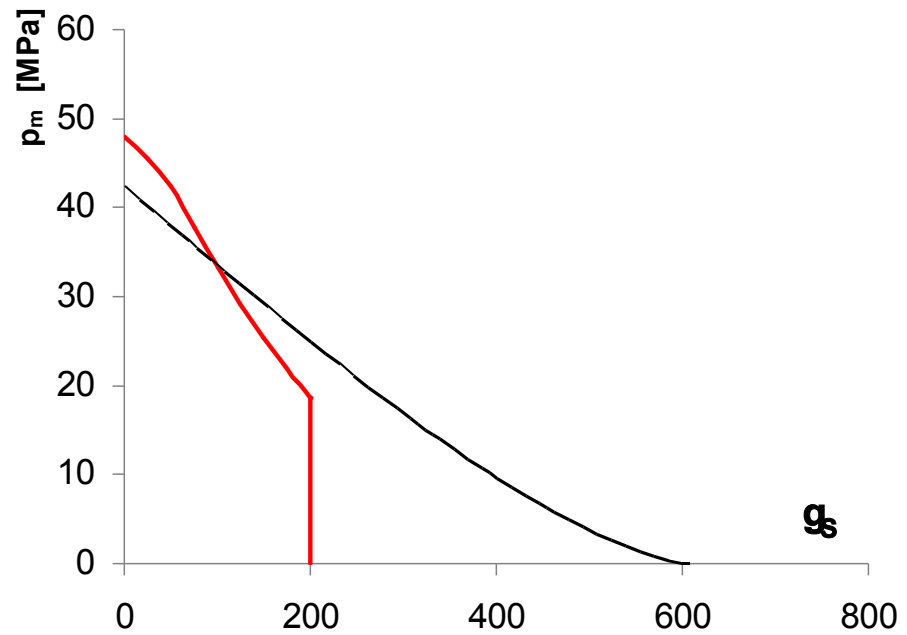


figura 117. Dominio di stabilità ottenuto dalle indicazioni normative con la condizione di plasticizzazione delle piastre interne.

In sostanza, un isolatore che registra una condizione ultima all'interno del dominio in rosso, ma all'esterno della curva in nero, si troverebbe in sicurezza rispetto al carico critico, le deformazioni taglienti e laterali, ma presenta piastre snervate. Tale condizione non è certamente ammissibile. La pressione massima deve dunque essere:

$$P_m \leq \min[(P_{m,\text{lim } 1})_{CM'09}; (P_{m,\text{lim } 2})_{CM'09}; (P_{m,\text{lim } 3})_{CM'09}] \quad (138)$$

Stabilite le relazioni fondamentali che governano il problema della stabilità, è possibile definire dei range di valori del fattore di forma secondario S_2 , che è appunto il parametro che controlla la stabilità globale dell'isolatore, entro cui si determina una crisi piuttosto che un'altra, ovvero se il dispositivo giunge a rottura per eccessive deformazioni taglianti o per stabilità.

La definizione dei campi di comportamento degli isolatori in relazione al fattore di forma secondario si ottiene imponendo il soddisfacimento delle condizioni di crisi.

I valori di S_2 per i quali governa la crisi tagliente dovranno rispondere alla seguente condizione:

$$P_{m,\lim 1} \geq P_{m,\lim 2} \quad (139)$$

da cui sostituendo la (129) e la (135)

$$\frac{GS_1 S_2}{2\pi} [\varphi(\gamma_s; S_2) - \sin \varphi(\gamma_s; S_2)] \geq \left(5 - \frac{d_2}{t_e}\right) \frac{GS_1}{1.5\pi} [\varphi(\gamma_s; S_2) - \sin \varphi(\gamma_s; S_2)] \quad (140)$$

Semplificando, si ottiene:

$$S_2 \geq \frac{10}{1.5} - \frac{d_2}{t_e} \quad (141)$$

Il minimo spostamento d_2 per il quale può avvenire l'intersezione delle due curve limite è nullo. Ne segue:

$$S_2 \geq \frac{10}{1.5} = 6.67 \quad (142)$$

Da cui è possibile affermare che per isolatori con $S_2 \geq 6.67$ la crisi è dettata da deformazioni taglienti.

Analogamente si calcolano i valori di S_2 per i quali la crisi è governata dall'instabilità del dispositivo. Tale condizione è determinata dalla relazione (143):

$$P_{m,\lim 1} \leq P_{m,\lim 2} \quad (143)$$

Sostituendo la (129) e la (135), si ottiene

$$\frac{GS_1 S_2}{2\pi} [\varphi(\gamma_s; S_2) - \sin \varphi(\gamma_s; S_2)] \leq \left(5 - \frac{d_2}{t_e} \right) \frac{GS_1}{1.5\pi} [\varphi(\gamma_s; S_2) - \sin \varphi(\gamma_s; S_2)] \quad (144)$$

da cui, semplificando

$$S_2 \leq \frac{2}{1.5} \left(5 - \frac{d_2}{t_e} \right) \quad (145)$$

La condizione espressa dalla (145) deve verificarsi in tutto il possibile campo delle deformazioni, ovvero per $0 \leq \gamma_s \leq 200\%$. La condizione aggiuntiva, fornita dalla (146)

$$\frac{d_2}{t_e} = 2 \quad (146)$$

combinata con la (145), fornisce il valore

$$S_2 \leq 4 \quad (147)$$

Dalle relazioni ottenute, si può dunque affermare:

- per $S_2 \geq 6.67$ la crisi è dettata da eccessive deformazioni taglienti totali;

- per $4.00 \leq S_2 \leq 6.67$ la crisi è dovuta o al carico critico o alle deformazioni taglienti;
- per $S_2 \leq 4.00$ la crisi è governata dal carico critico.

Per quanto riguarda le piastre interne, infine, si è già visto come la pressione massima costituisca una limitazione ulteriore con l'individuazione del dominio di figura 117.

Scegliendo opportunamente lo spessore delle piastre, è possibile limitare il sorgere di questa ulteriore crisi. In riferimento ai domini tracciati, con spessori esigui la curva della verifica delle tensioni delle piastre può tagliare quelle da carico critico e deformazioni taglienti. È allora opportuno che le curve siano vicine in modo tale che la resistenza delle piastre non infici troppo la condizione ultima. Si illustrano delle formule semplificate per la valutazione dello spessore minimo delle piastre.

Uguagliando la relazione (129) e (137), si ottiene:

$$\frac{GS_1S_2}{2\pi} [\varphi(\gamma_s; S_2) - \sin \varphi(\gamma_s; S_2)] = \frac{f_{yk} t_s}{A(t_1 + t_2) 1.3} \frac{D^2}{4} [\varphi(\gamma_s; S_2) - \sin \varphi(\gamma_s; S_2)] \quad (148)$$

semplificando i termini comuni, si ottiene:

$$G_{din} S_1 S_2 = \frac{f_{yk} t_s}{1.3 t_i} \quad (149)$$

da cui

$$t_{s,lim1} = \frac{1.3 G_{din} D S_1}{f_{yk} n_{i,g}} \quad (150)$$

tale condizione riguarda il carico critico, si dovrà desumere quella relativa alle deformazioni taglienti, dall'uguaglianza della (135) con la (137), si ottiene:

$$\left(5 - \frac{d_2}{t_e}\right) \frac{GS_1}{1.5\pi} [\varphi(\gamma_s; S_2) - \sin \varphi(\gamma_s; S_2)] = \frac{f_{yk} t_s}{A(t_1 + t_2) 1.3} \frac{D^2}{4} [\varphi(\gamma_s; S_2) - \sin \varphi(\gamma_s; S_2)] \quad (150)$$

da cui si ricava:

$$t_{s, \lim 2} = \left(5 - \frac{d_2}{t_e}\right) \frac{1.3 G_{din} D}{3 f_{yk}} \quad (151)$$

in definitiva, lo spessore minimo si ottiene dalla (152)

$$t_{s, \lim} \leq \min[t_{s, \lim 1}; t_{s, \lim 2}] \quad (152)$$

Il dominio ottenuto per le norme tecniche 2008 è stato confrontato con le linee guida del 1998 e la norma giapponese, oltre che le indicazioni teoriche di J. Kelly. Su tali diagrammi si sono riportati i punti delle condizioni ultime, come illustrato nelle figure da 118 a 123.

La figura 118 riporta la condizione ultima per l'isoaltore avente fattore di forma secondario $S_2=6.15$. Sotto grandi spostamenti, si nota una certa dispersione rispetto la curva critica di J.Kelly. Tale campo non è contemplato dalle normative italiane, che fissano il limite di spostamento per una deformazione tagliante pari al 200%. Ad ogni modo, il loro prolungamento risulta sempre al di sotto dei punti individuati, quindi qualora si volesse incrementare il limite del 200% si sarebbe comunque in condizioni di sicurezza. Anche per deformazioni minori, ovviamente il dominio, il dominio risulta a vantaggio di sicurezza: nessun punto delle analisi FEM ricade all'interno dello stesso. Inoltre, si nota un andamento, da 0 a 100, con una certa pendenza, che manifesta una brusca riduzione in corrispondenza del 100% di deformazione, per proseguire con andamento rettilineo.

È altresì evidente come le norme giapponesi sovrastimino eccessivamente la capacità dell'isoaltore, infatti il limite massimo di carico verticale fissato a 60MPa non viene mai raggiunto da nessuna soluzione.

Al contrario le LL-GG. Italiane sono eccessivamente conservative, dando luogo a domini molto ristretti.

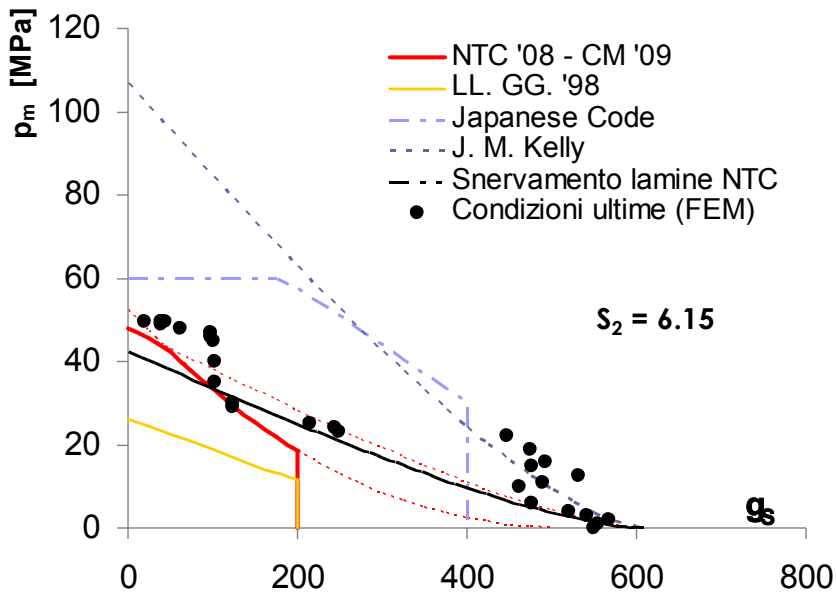


figura 118. Dominio di stabilità isolatore $S_2=6.15$

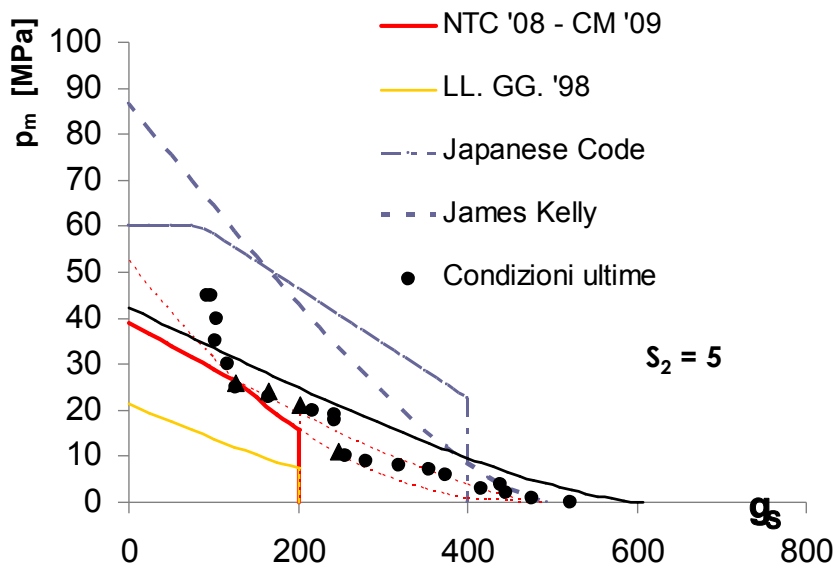


figura 119. Dominio di stabilità isolatore $S_2=5$

La figura 119 mostra un trend ancora più chiaro: i punti sono tutti allineati lungo la curva del carico critico. Una leggera riduzione della pressione si evidenzia in corrispondenza di una deformazione tagliante del 250%. Inoltre, una brusca riduzione si ha intorno al valore del 100%, con i punti che si allineano verticalmente.

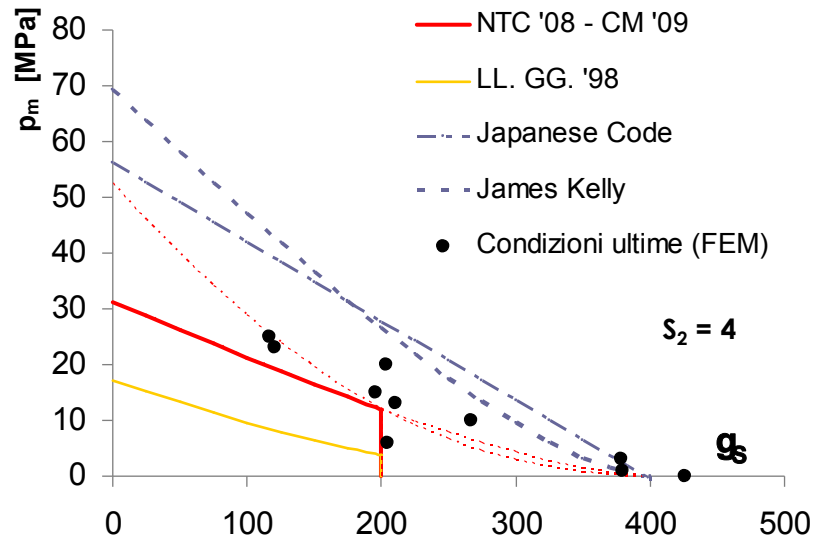
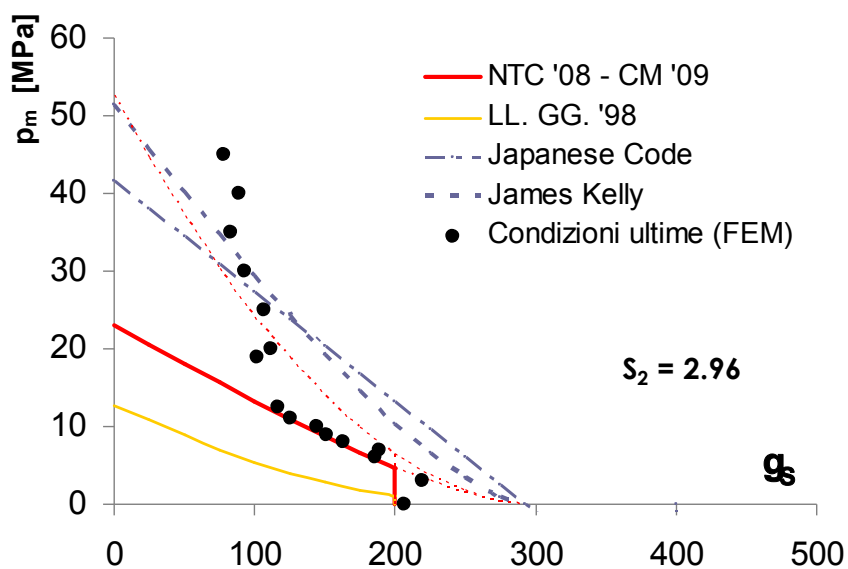
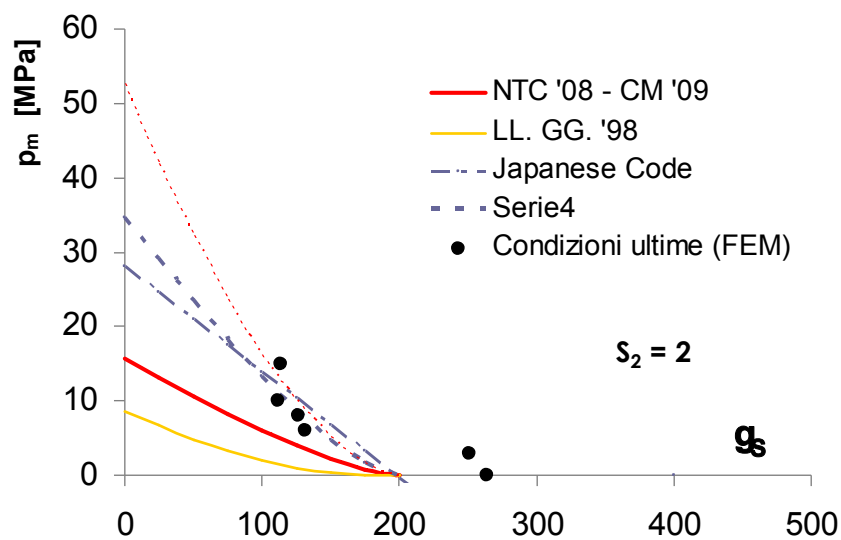


figura 120. Dominio di stabilità isolatore $S_2=4$

In figura 120 le soluzioni FEM appaiono allineate con la curva dello snervamento delle lamine (anche se per gli effetti di bordo lo snervamento ha luogo molto prima della condizione ultima). Una leggera dispersione dei valori, si legge per una deformazione laterale del 200%.

La figura 121 riporta il dominio relativo al dispositivo caratterizzato da fattore di forma secondario $S_2=2.96$. Si osserva che a partire da una deformazione tagliante di circa 110% i punti sono tutti allineati al dominio delle norme tecniche italiane 2008 (NTC08). In corrispondenza del 110% di deformazione, inoltre, si osserva un salto verso condizioni di carico critico “ammissibile” sempre maggiori.

figura 121. Dominio di stabilità isolatore $S_2=3$ figura 122. Dominio di stabilità isolatore $S_2=2$

La figura 123 riporta il dominio relativo all'isoaltore con fattore di forma $S_2=2$. I maggiori problemi numerici e gli elevati oneri computazionali richiesti, non hanno consentito di effettuare numerose analisi. Tuttavia dalla lettura dei risultati ottenuti, emerge una forte dispersione dovuta a deformazioni elevatissime, addirittura con spostamenti superiori al diametro (area ridotta nulla) e deformazioni ben più basse in presenza di carichi verticali. In particolare, con carichi variabili dai 10MPa a 20MPa si hanno soluzioni allineate con le curve di Kelly, un forte snervamento delle lamine e limitazioni sulle deformazioni taglienti.

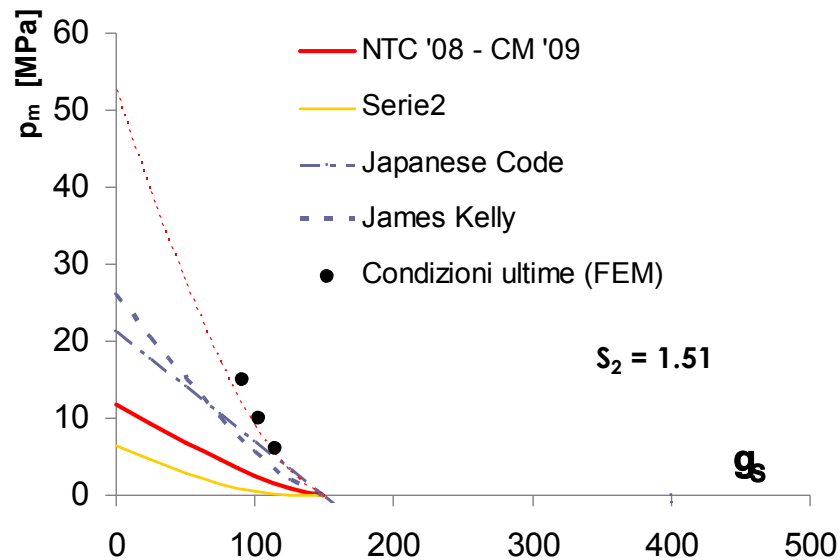


figura 123. Dominio di stabilità isolatore $S_2=1$

La figura 123, infine, relativa all'isoaltore caratterizzato dal fattore di forma secondario $S_2=1$, mostrano soluzioni FEM che si posizionano tutte al di sopra di tutte le curve presenti in diagramma, manifestando una capacità superiore rispetto anche alle previsioni teoriche di Kelly.

Capitolo 7

Sperimentazione al vero

I risultati della sperimentazione numerica hanno evidenziato la necessità di conferme sperimentali a supporto e integrazione delle analisi nei casi di problemi di convergenza numerica, e per l'approfondimento delle modalità di collasso (locali e globali) dei dispositivi elastomerici sotto carichi verticali elevati.

Nel capitolo che segue, si riportano i primi risultati delle campagna sperimentale al vero, in atto presso il laboratorio ARS del C.C.R. BENECON di Frignano (CE), relative alle prove statiche a compressione, statiche a taglio e statiche cicliche a taglio, condotte sulla coppia di isolatori caratterizzati dal fattore di forma secondario $S_2=3$. Nel capitolo si riporta anche la descrizione dei laboratori per prove strutturali, quella del laboratorio in cui sono state effettuate le prove e dell'attrezzatura di prova.

7.1 I LABORATORI PER PROVE STRUTTURALI IN ITALIA

Eucentre di Pavia

Eucentre (European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering) è una Fondazione senza scopo di lucro fondata Dipartimento della Protezione Civile, dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, dall'Università degli Studi di Pavia e dall'Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, con il fine di promuovere, sostenere e curare la formazione e la ricerca nel campo della riduzione del rischio sismico, attraverso le seguenti azioni:

- lo sviluppo della ricerca applicata nel settore dell'ingegneria sismica, orientata a conseguire concreti obiettivi in ordine alla valutazione ed alla riduzione della vulnerabilità e del rischio;
- lo sviluppo di attività utili alla definizione di specifiche linee di azione pubblica, di atti di indirizzo, di linee guida nonché di documenti a carattere normativo, anche in riferimento allo stato dell'arte internazionale;
- la formazione di operatori aventi spiccate capacità scientifiche e professionali nel settore dell'ingegneria sismica, con particolare riferimento alla sismologia, geologia, geotecnica, comportamento di materiali e strutture, analisi strutturale, progetto di nuove strutture, valutazione ed adeguamento di strutture esistenti, anche in situazioni di emergenza;
- lo svolgimento di attività di consulenza scientifica e tecnologica, a livello nazionale ed internazionale, nel settore dell'ingegneria sismica.

Eucentre si propone di raggiungere le proprie finalità tramite le seguenti iniziative:

- Fornire al Dipartimento della Protezione Civile elementi utili alla definizione degli obiettivi prioritari per la riduzione del rischio, la prevenzione e la gestione dell'emergenza e predisporre programmi integrati di ricerca applicata che rispondano a tali obiettivi;
- Organizzare corsi di formazione professionale, di aggiornamento e di specializzazione, anche in collaborazione con Associazioni, Enti, Istituzioni ed Ordini Professionali;
- Organizzare corsi di master e dottorato internazionali per la formazione di figure altamente preparate e specializzate nel campo dell'ingegneria sismica e la riduzione del rischio sismico;
- Svolgere attività di ricerca applicata, predisponendo, singolarmente o insieme ad altre istituzioni, proposte di progetti di ricerca da sottoporre ad organismi finanziatori a livello nazionale ed internazionale;
- Favorire l'interazione e l'integrazione di competenze nei diversi settori della conoscenza necessari ad una effettiva riduzione del rischio, quali ad esempio l'ingegneria strutturale, l'ingegneria geotecnica, la

- geologia, la sismologia, l'ingegneria elettronica ed informatica, la topografia, l'architettura, l'urbanistica, l'economia, le scienze sociali;
- Promuovere accordi con altri centri con finalità analoghe a livello internazionale, ai fini di collaborare in attività didattiche, di ricerca, di scambio di personale docente e di studenti, di formazione del personale non docente ed ogni altra attività considerata utile;
 - Favorire il coordinamento e l'integrazione delle risorse disponibili in Italia nel settore dell'ingegneria sismica, con particolare attenzione a possibili effetti strutturali permanenti.

L'Eucentre effettua prove statiche, dinamiche e pseudo dinamiche. Dispone di un impianto idraulico di 3000 lpm.

Il sistema di contrasto è caratterizzato da due muri in blocchi di calcestruzzo prefabbricato post – compresso rinforzato dalle seguenti dimensioni:

- muro di contrasto 1: lunghezza di 14.40 m, altezza di 13.00 m, spessore di 2.40 m;
- muro di contrasto 2: lunghezza di 9.00 m, altezza di 12.00 m, spessore di 2.40 m.

Nel laboratorio sono presenti 11 attuatori sia statici che dinamici con forze variabili tra 250 e 2500 KN con la possibilità di effettuare prove: quasi statiche, pseudo – dinamiche ed ibride pseudo – dinamiche.

Degli 11 attuatori:

- 5 sono MTS 243.40T da 294.1 KN in trazione e 496.4 KN in compressione con corsa di 762 mm;
- 2 sono MTS 243.45T da 445 KN in trazione e 649 KN in compressione con corsa di 1016 mm;
- 1 è MTS 244.41 da 500 KN in trazione e 500 KN in compressione con corsa di 508 mm;
- 2 sono 244.51S da 1000 KN in trazione e 1000 KN in compressione con corsa di 508 mm;

- 1 è 240.90 T da 2002 KN in trazione e 2669 KN in compressione con corsa di 508 mm.

Nel centro è presente anche la tavola vibrante più grande d'Europa che consente di ottenere la simulazione di eventi sismici di forte intensità.

La tavola vibrante presenta le seguenti caratteristiche:

- 5.6 m × 7.0 m da 35 ton;
- Peso massimo del provino 70 (140) ton;
- Spostamento ± 500 mm;
- Velocità 2200 mm/s;
- Accelerazione di picco ± 1.8 g;
- Frequenza da 0 – 50 Hz;
- Forza statica massima 2100 KN;
- Estremità dinamica dell'attuatore ± 1700 KN.

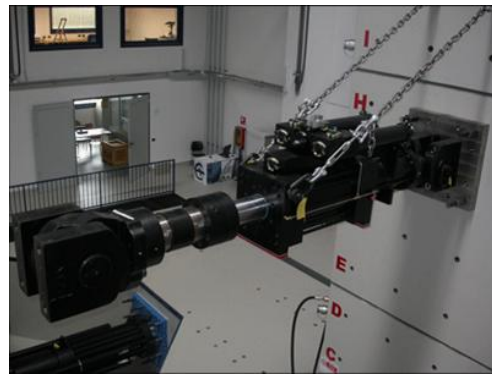


figura 124. La tavola vibrante ed un attuatore agganciato alla parete di contrasto del centro Eucentre

Laboratorio del DIST dell'Università Federico II di Napoli

Il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale svolge attività sperimentali nell'ambito di progetti di ricerca e convenzioni a carattere nazionale ed internazionale. Tali attività riguardano sia prove su materiali che su elementi o sottostrutture. Il Laboratorio è dotato di due piastroni rigidi. Il primo ha una superficie di circa 200 mq ed è dotato di carroponte con capacità fino a 32 KN; esso ha uno spessore di circa 1.2 m, è accessibile dal sottostante

basamento ed è caratterizzato da un sistema di ancoraggio mediante tirafondi alloggiati in cassette poste secondo una maglia con interasse 80 cm. Questo piastrone è prevalentemente destinato a prove dinamiche su tavole vibranti; Il sistema di tavole vibranti è caratterizzato da 2 tavole a pianta quadrata con lato 3 m, spostabili sul piastrone in modo da simulare effetti di asincronismo dell'azione sismica alla base di strutture di grande luce. Il carico utile massimo è 200 kN, con un intervallo di frequenza di 0-50 Hz, picco di velocità 1 m/sec e spostamento totale di 500 mm; la centrale di pompaggio a servizio del sistema è costituita da 12 gruppi motopompa per una capacità totale fino a 2500 l/min.

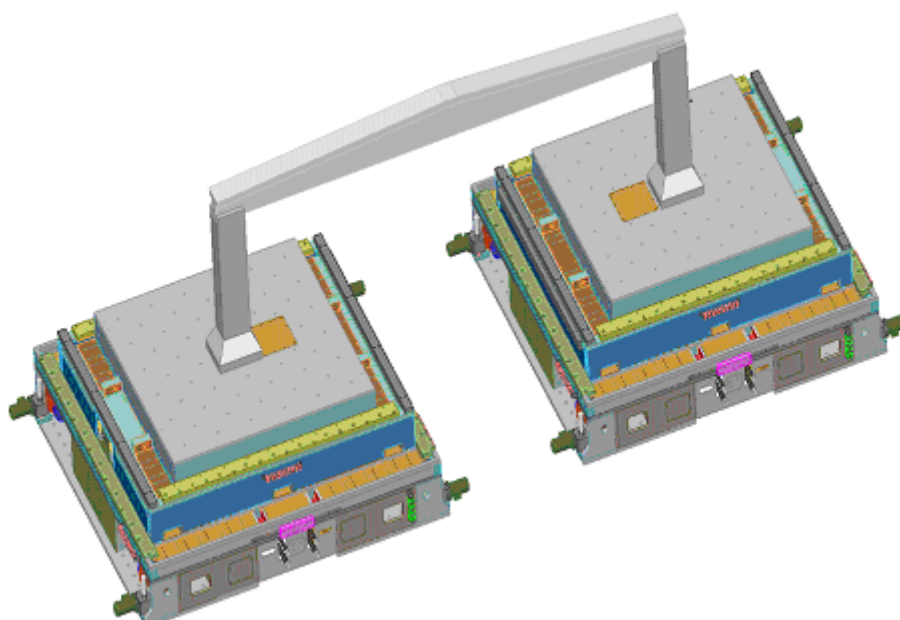


figura 125. Schema del sistema di tavole vibranti del laboratorio del DIST di Napoli

Il piastrone destinato a prove dinamiche ospita inoltre la macchina universale Italsigma. Tale macchina consente la realizzazione di prove in trazione, compressione e cicliche su provini di altezza compresa tra 0,5 e 4,0 metri. Il telaio di prova è costituito da un basamento rigido in acciaio (1,0x4,0 m²), dotato di scanalature a 'T' per il montaggio delle attrezzature di prova e di vincolo dei provini, da quattro colonne poste ai vertici di un rettangolo, fissate

nel basamento e da una traversa mobile, che scorre lungo le quattro colonne. Sulla traversa è montato un attuatore che permette di condurre prove in controllo di spostamento (corsa max ± 75 mm) o di forza (carico max in compressione 3000 kN, carico max in trazione 2400 kN).

L'altro piastrone è invece destinato alla realizzazione di prove statiche ed ha una superficie di circa 70 mq. Esso ospita la macchina universale MTS810 che consente l'esecuzione di prove in trazione, compressione e cicliche su provini di altezza max pari a 1,4 metri, in controllo di forza (carico max ± 500 kN) o di spostamento (corsa max ± 75 mm). Il telaio di prova è costituito da un basamento rigido in acciaio e da due colonne, fissate nel basamento, lungo le quali può scorrere una traversa mobile. Dal basamento fuoriesce la parte mobile dell'attuatore, mentre alla traversa risultano solidali la testa fissa e la cella di carico della macchina. Le teste sono dotate di morsetti d'acciaio opportunamente sagomati per garantire l'afferraggio dei provini, ad una pressione max di 70 MPa, grazie alla presenza di un circuito oleodinamico di alimentazione supplementare. Su questo piastrone vengono condotte correntemente prove statiche su elementi e sottostrutture utilizzando le seguenti attrezzature. In laboratorio sono presenti un attuatore MTS serie 243 ed un attuatore MTS serie 244. Il primo consente l'esecuzione di prove in trazione, compressione e cicliche, in controllo di forza (carico max in compressione 500 kN, carico max in trazione 290 kN) o di spostamento (corsa max ± 250 mm). Il secondo consente l'esecuzione di prove in trazione, compressione e cicliche, in controllo di forza (carico max ± 500 kN) o di spostamento (corsa max ± 75 mm). I martinetti idraulici forati, servoattuatori, sono utilizzabili sia in coppia sia singolarmente, tipicamente in prove di pull-out. Sono caratterizzati da una corsa di ± 50 mm e dotati di celle di carico da 500 KN. Il Sistema di contrasto è costituito da un telaio rigido in acciaio, tipicamente utilizzato per prove a flessione su due, tre o quattro punti, di elementi monodimensionali di grosse dimensioni (scala 1:2 o 1:1). Oltre al telaio di contrasto in laboratorio è presente una mensola verticale in acciaio per prove a flessione su elementi verticali di grosse dimensioni (scala 1:2 o 1:1). La superficie utile di reazione ha dimensioni di 0,8x3,0 m² ed è dotata di scanalature a 'T' per il montaggio delle attrezzature di prova e di vincolo dei provini. Il Laboratorio dispone di un sistema di acquisizione dati con capacità fino a 24 canali in continuo ed in contemporaneo in grado di registrare i

segnali in tensione provenienti da celle di carico, trasduttori di spostamento e strain gages. Sono disponibili celle di carico con capacità da 10 kN fino a 3000 kN. Per la misura degli spostamenti è possibile utilizzare trasduttori lineari di tipo induttivo (corsa 20 mm e 50 mm) o potenziometrico (corsa da 5 a 500 mm); per la misura delle deformazioni vengono correntemente utilizzati strain gages. Il Laboratorio dispone inoltre di un estensimetro ottico capace di monitorare gli spostamenti relativi su superfici fino a 50 cm x 50 cm.



figura 126. Macchina universale MTS810, parete e telaio di contrasto del laboratorio del DIST

Il laboratorio dell'Università degli Studi della Basilicata

Nel laboratorio si effettuano prove statiche dinamiche e pseudo – dinamiche fino a ± 500 KN per ± 250 mm, prove su tavola vibrante 3.8×2 m max 500 KN con un impianto idraulico da 2100lpm.

Nel laboratorio sono presenti 6 attuatori sia statici che dinamici con forze variabili tra 290 e 1000 KN con la possibilità di effettuare prove: quasi statiche, pseudo – dinamiche ed ibride pseudo – dinamiche.

Dei 6 attuatori:

- 4 sono MTS 243.40T da 290 KN in trazione e 490 KN in compressione con corsa di ± 250 mm;
- 1 è MTS 243.60T da 650 KN in trazione e 1000 KN in compressione con corsa di ± 250 mm;
- 1 è dinamico MTS 244.41 da 500 KN con corsa di ± 250 mm.

La parete di contrasto è in blocchi di calcestruzzo prefabbricato post – compresso rinforzato ed è lunga 10 m ed alta 6 m.

Il piastrone è in c.a. e le sue dimensioni sono 10×16 m.

Sono molte le sperimentazioni effettuate all'interno del laboratorio:

- Sperimentazione di isolatori in gomma artificiale con prove a sola compressione, a compressione e a taglio sia statiche che cicliche;
- Realizzazione di una tavola vibrante e di un telaio in acciaio per dimostrazioni del comportamento di strutture fisse e isolate alla base;
- Verifica dell'efficacia di dispositivi SMA, per l'isolamento e la dissipazione, nella riduzione delle vibrazioni e del danno agli elementi strutturali e non strutturali;
- Comportamento a rottura di pannelli in muratura rafforzati con sistema CAM;
- Rafforzamento pilastri mediante confinamento;
- Adeguamento sismico di edifici mediante controllo passivo;
- Prove cicliche su nodi trave – pilastro in c.a. progettati con vecchie norme rafforzati dopo danneggiamento.

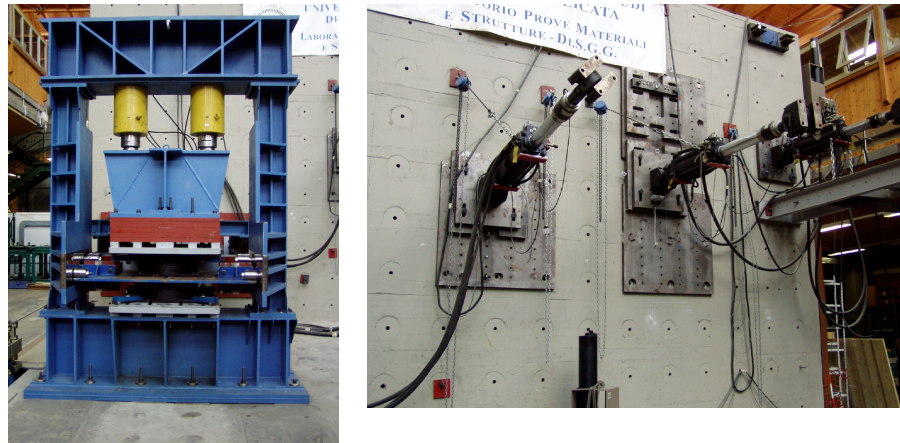


figura127. Macchina per prova su isolatori e parete di contrasto con attuatori

Il laboratorio del DIMS dell'Università degli Studi di Trento

Il Laboratorio Prove Strutturali e Strutture fa parte del Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale. Il fulcro del laboratorio è il muro di reazione bi – direzionale, costituito da un muro di calcestruzzo precompresso alto 9.5 m e da un piano di reazione lungo 42 m; entrambe le strutture sono dotate di fori collocati a distanza costante per una rapida ed efficace connessione delle strutture e degli strumenti di carico. Due carroponti da 10 tonnellate consentono lo spostamento di grandi strutture di prova. Prove statiche e cicliche su grandi strutture e componenti – essendo il laboratorio attrezzato per le cosiddette tecniche di prova pseudo – dinamiche (PSD) – consentono la simulazione di carichi sismici su edifici a grandezza naturale. Il sistema di distribuzione oleodinamico del laboratorio è stato ultimato nel 2002, le principali caratteristiche sono:

- Flusso linea principale: 1500 lpm ($v = 4.5$ m/s);
- Flusso linea a servizio della parete di reazione: 1200 lpm ($v = 4.5$ m/s);
- Potenza installata centrale idraulica: 600 KW;
- Pressione di esercizio (step di alta pressione) di 21 MPa;L
- Centrali idrauliche MTS.

Le attrezzature di prova presenti in laboratorio sono:

- Macchina universale di prova oleodinamica Metrocom: ± 1000 KN;
- Macchina universale di prova Galdabini: 100 KN;
- Pressa per prove di compressione: 3000 KN;
- Attuatore dinamico MTS + 1000 KN / - 1000 KN corsa 500 mm servovalvola 610 l/min;
- Attuatore MTS + 1000 / - 640 KN corsa 500 mm;
- Attuatore dinamico MOOG + 1000 / - 1000 KN corsa 500 mm servovalvola 800 l/min;
- Controllore MOOG-JRC con 3 canali di output;
- 22 accelerometri PCB 393C e sei PCB 393B12; sistema di acquisizione dinamico N.I. PCI-6031E;
- Martinetti e telai di contrasto fino a 2000 KN.

Le principali attività di laboratorio riguardano:

- Certificazione dei materiali da costruzione;
- Esecuzione di prove di carico statiche, cicliche e pseudo – dinamiche con sottostrutturazione di strutture in vera grandezza o a grande scala, sottostrutture e membrature strutturali in calcestruzzo ordinario e precompresso, in acciaio, acciaio - cls, legno, etc;
- Collaudo e ispezione di strutture in situ.



figura 128. Prove su connessioni tradizionale in legno capriata e prove su plinti a pozzetto

Il laboratorio del dipartimento di ingegneria civile dell'Università degli Studi di Salerno

Nel laboratorio vengono effettuate prove di vario genere dal nodo trave - colonna in acciaio, all'attacco pilastro - fondazione fino a telai in acciaio di varie dimensioni.

Nel caso delle prove sul nodo trave-colonna in acciaio è presente una macchina, realizzata da Italsigma che consente di dare sia la sollecitazione orizzontale mediante l'utilizzo di una cerniera con foro asolato che il carico verticale attraverso martinetti servo-controllati.

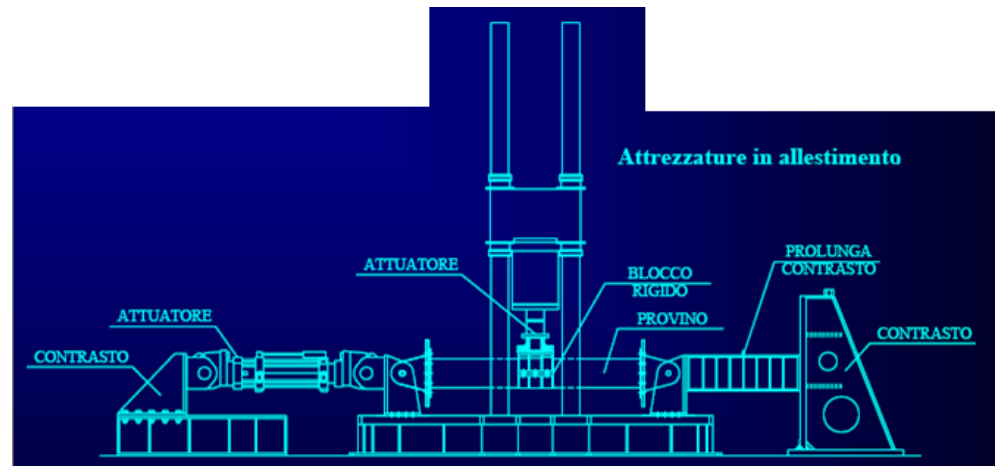


figura 129. Schema della macchina per le prove sul nodo trave – colonna

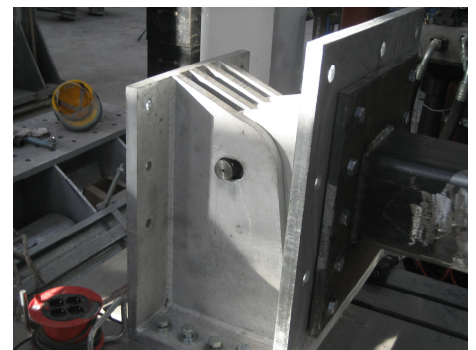


figura 130. Macchina per le prove sul nodo trave – colonna e Foro asolato.

Per le prove sull'attacco pilastro - fondazione in c.a. viene utilizzato un sistema che si serve di un martinetto servo – controllato in testa alla colonna che dà il carico verticale, la cui azione viene contrastata da due funi in acciaio che lavorano in trazione, incernierate al piede ed agganciate in testa ad una trave in acciaio posta al di sopra del martinetto.

Particolare interesse all'interno del laboratorio suscita il sistema di contrasto costituito da due telai rigidi in acciaio di altezza pari a 5.85 m e di larghezza di 2.45 m. Tale sistema di contrasto consente di effettuare facilmente prove su telai in acciaio di svariate dimensioni potendo posizionare l'attuatore che fornisce la sollecitazione orizzontale all'altezza desiderata.



figura 131. Uno dei due sistemi di contrasto ed il telaio in prova

Nel laboratorio sono presenti 8 attuatori sia statici che dinamici con forze variabili tra 250 e 1000 KN con la possibilità di effettuare prove: quasi statiche, pseudo – dinamiche ed ibride pseudo – dinamiche.

Degli 8 attuatori:

- cinque sono da 250 KN con corsa di ± 762 mm;

- due sono 500 KN con corsa statica di ± 500 mm e con corsa dinamica di ± 125 mm;
- uno è da 1000 KN;
- 1 è ultradinamico da 250 KN con corsa statica di ± 450 mm e con corsa dinamica di ± 200 mm.

Il laboratorio ISMES

Il Laboratorio Prove Strutturali LPS (già Laboratorio ISMES) è situato a Seriate (BG) ed è attrezzato per una gamma molto varia di prove nel campo della qualifica e della diagnostica strutturale al servizio delle imprese e della ricerca. Le industrie: elettrica, elettronica e meccanica, delle telecomunicazioni, dei trasporti, aerospaziale e delle costruzioni civili sono le principali utilizzatrici dei servizi del Laboratorio. Il Laboratorio si caratterizza per le versatilità delle proprie attrezzature costituite sia da impianti fissi per prove di tipo standard (ad esempio, prove di vibrazione ed urto su tavola vibrante, prove con eccitazione forzata su strutture civili, prove di qualifica su appoggi per ponti e isolatori sismici) che da un set di altre attrezzature di sollecitazione per soddisfare le più svariate esigenze della committenza (ad esempio, prove a fatica, prove di verifica delle sollecitazioni massime accettabili, verifiche in appoggio alla progettazione). Le attrezzature di cui il laboratorio dispone consentono di effettuare prove statiche e dinamiche sia in sede che in sito. Le principali sono:

- tavola vibrante triassiale
- tavola monoassiale per prove d'urto
- tavola vibrante monoassiale per la qualifica di passanti AT per trasformatori
- pressa idraulica per prove combinate orizzontali e verticali su isolatori elastomerici
- pressa idraulica per prove combinate orizzontali e verticali su elementi strutturali
- attuatori dinamici per prove di carico multiassiali e di fatica
- set di vibrodine meccaniche e idrauliche per prove dinamiche in sito.

Il laboratorio è inoltre fornito di numerosi sistemi di acquisizione e analisi dati e dei trasduttori di misura idonei per seguire le grandezze fisiche di interesse per le attività (accelerometri, sismometri, trasduttori di spostamento, di forza, di pressione, estensimetri, ecc).

7.2 IL LABORATORIO ARS DEL C.C.R. BENECON DI FRIGNANO

Benecon è uno dei dieci Centri di Competenza promossi dalla Regione Campania, Assessorato all'Università e Ricerca Scientifica – Innovazione tecnologica e Nuova Economia – Sistemi informativi e Statistica, per il sostegno e il trasferimento tecnologico alle imprese di know – how innovativo.

Presenta una dote di 250 ricercatori appartenenti a quattro atenei campani e due centri di ricerca e un patrimonio di attrezzature scientifiche del valore di 9600 milioni di euro.

Attraverso il suo network di competenze multicriteria realizza un spin off in grado di incrementare il capitale territoriale attraverso il diretto coinvolgimento degli attori sociali individuando lo stato del patrimonio esistente, definendo le corrette strategie e costituendo un indotto per la formazione e la crescita del lavoro.

Il Centro regionale di Competenza promuove non solo la crescita competitiva del territorio attraverso il trasferimento di conoscenza, ma permette anche una verifica totale dell'impatto determinato dagli interventi e dalle azioni di sviluppo.

Benecon ha istituito nel comune di Frignano, a pochi chilometri da Aversa, il Laboratorio Ambiente-Rappresentazione-Strutture (Ars), dotato di un patrimonio di attrezzature di elevata tecnologia. Il campo di attività della struttura di ricerca è individuato in tre macroaree: Ambiente, Rappresentazione del territorio e indagini sulle Strutture e sulla chimica dei materiali:

1. AMBIENTE – il cielo artificiale “irror – sky” riproduce la distribuzione di luminanza CIE OVERCAST per valutare, in scala, il contributo della luce naturale in termini assoluti e relativi tramite il

fattore di luce diurna. Le applicazioni riguardano lo studio su modelli in scala delle scelte progettuali di sistemi di schermatura tradizionali ed innovativi, l'utilizzo dell'illuminazione naturale e progettazione ambientale, la verifica della normativa per locali scolastici (UNI 10840).

2. **RAPPRESENTAZIONE** – La camera aerofotogrammetria digitale ADS 40 esegue il rilevamento georeferenziato a scala territoriale in GIS, per il monitoraggio dell'uso del suolo, della stabilità dei versanti, dell'impatto ambientale, l'analisi delle caratteristiche fisiche e biologiche dei corpi idrici. Il sistema Lidar (Laser Imaging Detection And Rancing) colpisce dall'aereo il territorio determinandone l'altimetria in funzione della quota e della frequenza. Nel post – processing si ricavano il modello digitale del terreno (Dtm) o di superficie (Dsm). Il gruppo di output garantisce di poter realizzare Sistemi Informativi Territoriali oltre che verifica dell'impatto determinato dagli interventi e dalle azioni di sviluppo, la pianificazione e utilizzo del bene – paesaggio, anche attraverso una piattaforma ICT. Il sistema iperspettrale aviotrasportato CASI 1500 acquisisce dati multi spettrali digitali in 288 bande, programmabili e distinte dello spettro elettromagnetico. Naturalmente, a bordo, il sensore iperspettrale (per individuare ad esempio, zone inquinate) è dotato sia del sistema di posizionamento Gps sia di quello inerziale Ins.
3. **STRUTTURE** – in questa macro-area è presente l'attrezzatura sperimentale per le prove sui dispositivi di isolamento sismico, che è stata realizzata sia per rispondere alla necessità di sottoporre i dispositivi alle procedure di qualificazione e di accettazione previste dalle vigenti norme tecniche, sia per lo sviluppo della ricerca applicata mediante campagne sperimentali condotte ad hoc sugli isolatori sismici. In adiacenza è altresì presente una macchina per prove su calcestruzzo computerizzata da 3000kN ed un'attrezzatura per prove sperimentali di pareti murarie sollecitate da carichi verticali e da azioni orizzontali cicliche agenti nel piano o fuori dal piano.

Il laboratorio

Il fabbricato sito in via I Maggio nel comune di Frignano è stato realizzato effettuando dei lavori di manutenzione straordinaria necessari per l'adattamento di una ex palestra alla funzione di laboratorio.

Il laboratorio è costituito da due piani fuori terra e da uno a doppia altezza di dimensioni $22\text{ m} \times 11\text{ m} \times 6.95\text{ m}$. Il piano terra ha due diversi livelli. Al livello del piano di campagna si individuano il locale a doppia altezza, dove è stato realizzato un piastrone in c.a. delle dimensioni di $15\text{ m} \times 7\text{ m}$ e di spessore pari ad 1.20 m ed un laboratorio multimediale al quale si accede tramite una porta posta sul lato est dell'edificio, mentre ad un'altezza di circa 0.65 m dal piano di campagna si trovano i servizi igienici che risultano essere raggiungibili mediante una scala con tre pedate e larghezza pari ad 1.20 m .

Al piano superiore troviamo un ulteriore laboratorio multimediale, una segreteria, una sala convegni ed una stanza dove è stata installata la centralina di controllo.

In adiacenza alla parete ovest dell'edificio è stato realizzato un locale in muratura su soletta di c.a. di spessore 20 cm , con copertura costituita da lamiera sandwich, adibito ad ospitare la pompa da 250 lpm e il refrigeratore. Il locale è dotato di due accessi e griglie di aerazione. L'altezza netta interna è di 2.5 m .

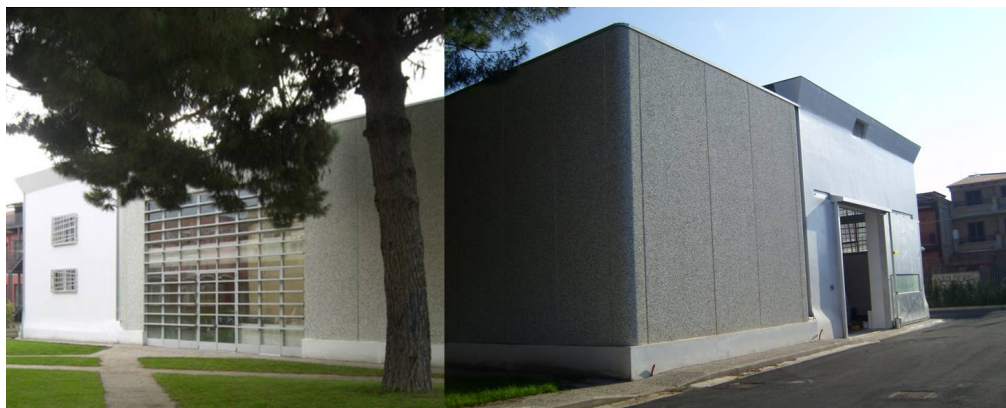


figura 132. Il laboratorio: facciata nord e facciata est

Il piastrone in c.a. del laboratorio

Il piastrone in c.a. ha dimensioni in pianta di $15\text{m} \times 7\text{m}$ ed altezza pari a 1.20m. Tale struttura con piano di posa 1.30m sotto il piano campagna, è poggiata su un magrone di spessore 10cm, è dotata di tirafondi per l'ancoraggio delle strutture del laboratorio ed è quindi armata in longitudinale e trasversale con staffoni costituiti da tondini ad aderenza migliorata del diametro di 14 mm e 20 mm disposti ad un passo variabile tra 10 e 20cm.

L'attrezzatura che maggiormente solleciterà la piastra è la mensola per prove su murature in quanto le altre attrezzature sono a configurazione chiusa e trasmettono quindi al piastrone fondamentalmente dei carichi verticali.

Tra i tirafondi tranne all'altezza della mensola di contrasto per prove su murature dove il passo previsto è di 0.60m, è stato previsto un passo di 1.20m. I tirafondi installati sono da 50ton tranne quelli della mensola di contrasto per prove su murature e quelli dove sarà posto il pannello in muratura che sono da 100 ton per effetto delle maggiori sollecitazioni trasferite al piastrone in quei punti non essendo il sistema per prove su murature un sistema chiuso come quello per le prove sugli isolatori.



figura. 133 Posizionamento e particolare dei tirafondi

Il carroponete

Il carroponete monotrave, in esecuzione a trave diritta è stato realizzato in conformità del D.P.R. 459/96. Le sue principali caratteristiche sono: portata

utile al gancio minimo 5 ton, scartamento del ponte tra la mezzeria delle rotaie di circa 11m e corsa verticale massima del gancio (sviluppo fune) 7 m. I motori elettrici sono di tipo chiuso. Il comando di tutti i movimenti può avvenire sia a mezzo di pulsantiera pendente scorrevole lungo il carroponete indipendentemente dalla posizione assunta dal carrello paranco, e attraverso radio comando.

La trave del carroponete è stata costruita impiegando lamiera piena elettrosaldata con struttura a cassone. La deformazione elastica massima della trave del carroponete, per effetto del carico nominale non deve essere superiore ad 1/800 dello scartamento. Alle estremità della trave sono fissati dei respingenti in micro cellulosa ad alto potere di assorbimento, per l'arresto di emergenza del carrello.

Le testate hanno funzione antitorsionale e sono collegate alla trave principale con bulloni ad alta resistenza; le ruote di scorrimento sono autolubrificate ed offrono resistenza minima alla rotazione .

Gli azionamenti di scorrimento del carroponete presentano collegamento diretto al mozzo ruota mediante profilo dentato facilmente smontabile, contenimento delle sollecitazioni con un ammortizzatore di coppia elastico tra azionamento e testata e rumorosità contenuta mediante ingranaggi immersi in bagno d'olio. Per lo scorrimento sono utilizzati motori auto frenanti con rotore cilindrico in corto circuito e freno a disco integrato.

Il carrello integra le protezioni anticaduta e una bilancella di pressione per assicurare il bilanciamento dei pesi.

Tutte le ruote di traslazione sono in ghisa sferoidale e offrono resistenza minima alla rotazione attraverso un elevato contenuto di grafite e l'autolubrificazione.

L'unità di sollevamento impiegata è un paranco elettrico a fune con le seguenti caratteristiche principali:

- Motore di sollevamento con rotore cilindrico in corto circuito, dotato di un generatore d'impulsi integrato e di termo contatti per la protezione da sovratemperature;
- Freno a disco a corrente continua con dispositivo di controllo dello sbloccaggio, dell'avviamento motore e dei comandi intermittenti;

- Gancio a becco semplice in acciaio fucinato, costruito secondo DIN 15401;
- Limitatore di carico nel sollevamento, composto da un rilevatore meccanico che interviene in situazioni di sovraccarico, oltre il 110% della portata nominale, bloccando il movimento di salita e permettendo quello di discesa.

L'impianto elettrico è conforme alle vigenti normative costruttive ed antinfortunistiche e prevede:

un'apparecchiatura elettrica basata su un sistema bus per il montaggio e la diagnosi a distanza dei parametri caratteristici di funzionamento del carroponte;

- linee elettriche a festoni per l'adduzione di alimentazione e comandi al carrello paranco, costituite da cavi piatti, ad alta flessibilità e resistenza, sostenuti da carrellini scorrevoli all'interno di canaline in acciaio zincato;
- finecorsa elettrici per tutti i movimenti, agenti sul circuito di comando;
- pulsantiera per il comando di tutti i movimenti del carroponte;
- radio comando.

Il dispositivo contiene inoltre un pulsante di marcia ed arresto con sblocco a rotazione ed un pulsante per l'attivazione dell'avvisatore acustico. Tutti i cavi sono del tipo flessibile, a norme CEI 20 – 22, non propaganti l'incendio ed i collegamenti vibro resistenti, eseguiti con connettori sulle piastre modulari. La linea elettrica di alimentazione, in esecuzione compatta e protetta contro i contatti accidentali, è costituita da quattro conduttori in rame, tre in fase e uno di terra, montati in una carcassa di cloruro di polivinile (PVC). Il prelievo di corrente avverrà con un carrello munito di contatti striscianti, agenti sui conduttori in rame. La linea è dimensionata per alimentazione d'estremità/intermedia. La lunghezza della linea è pari a 18 m. Le vie di corsa sono costituite da profili laminati, tipo HE, con piatto rotaia sovrapposto, a sezione rettangolare, saldato a tratti. I profili sono saldati agli appoggi e giuntati con piastre e contro piastre imbullonate. Lo scorrimento del carroponte avviene senza sobbalzi; all'estremità delle vie di corsa sono

montati gli arresti fissi, completi di respingenti in micro cellulosa ad alto potere d'assorbimento. La lunghezza complessiva delle vie è pari a 2×18 m (36 m). Per l'ancoraggio ed appoggio del carroponete alla struttura del laboratorio sono state realizzate sei mensole e due appoggi su muratura di tufo. Le mensole, ancorate meccanicamente ai pilastri esistenti in c.a. mediante piastre e tiranti metallici, sono costituite da profili laminati in acciaio, elettrosaldati. La via e le mensole sono verniciate con una mano di primer di spessore circa 30 μ m.



figura 134. Motore di sollevamento del carroponete e sistema di frenata

Sistema idraulico di distribuzione

Il sistema idraulico di distribuzione consiste in una centralina oleodinamica da 250 lpm a portata variabile, un kit di tubazioni ad alta pressione per mandata ritorno e drenaggio fra manifold e centrale di pompaggio, un impianto di refrigerazione con potenza non inferiore a 59 KW e 1500 litri d'olio per l'impianto idraulico. Tutti i componenti sono interfacciati con i tre manifold di distribuzione MTS ed il sistema di controllo in dotazione presso il laboratorio prove su modelli strutturali del Benecon.

La centralina oleodinamica da 250 lpm è a portata variabile con serbatoio di accumulo da 1200 l e pressione di funzionamento 210 bar. Il motore elettrico è da 110 KW trifase V 380/660 50 Hz 4 poli e pompa a pistoncini a cilindrata variabile con portata 250 lpm equipaggiata con un controllo a compensatore di pressione per garantire un'alimentazione a pressione costante.

Altre importanti caratteristiche: filtro olio sul ritorno completo di by – pass, indicatore di intasamento ottico elettrico, cartuccia in microfibra da 3 microns,

livello olio, antivibranti, valvola di massima pressione con messa a scarico elettrica, valvola termostatica e termostato, filtro sfiato aria, valvola di massima pressione, valvola di non ritorno pre – caricata a 10 bar, raffreddamento ad acqua a perdere, quadro elettrico per il controllo del funzionamento della centrale.

Il kit di tubazioni ad alta pressione per mandata, ritorno e drenaggio da porsi fra i manifold e la centrale di pompaggio è costituito da:

- Due rami di rete idraulica di sviluppo lineare minimo 40 m per il collegamento manifold – centrale idraulica
- Due rami di collegamento attuatori MTS – manifold MTS di lunghezza minima 9 m

L'impianto di refrigerazione ha le seguenti caratteristiche:

- Potenza frigorifera (con fluido di raffreddamento tipo acqua + 30 % di antigelo) a + 15°C acqua e + 25 °C ambiente pari a 59 KW;
- Gas ecologico R407C;
- Operante in circuito chiuso;
- Serbatoio interno e pompa utenza;
- È componibile, per consentire l'aumento di potenza frigorifera, anche in tempi successivi, abbinando in parallelo altre unità di pari o diversa potenzialità;
- Due circuiti frigoriferi, parzializzazione al 50 % e rotazione automatica partenze compressori;
- Due compressori rotativi a spirale orbitante (tipo scroll), ad alto rendimento (indice di prestazione COP fino a 6), a bassa rumorosità;
- Controllo elettronico velocità ventilatori assiali;
- Controllo elettronico velocità ventilatori (taglio di fase);
- Temperatura ambiente massima + 45 °C;
- Condensatore, suddiviso in 2 circuiti, con tubo di rame ed alette in alluminio;
- Evaporatore, suddiviso in 2 circuiti, a fascio tubiero in rame, facilmente estraibile;

- Quadro comando con protezione IP55, fornito di strumento elettronico a microprocessore per zincatura, per installazione esterna, senza ausilio di tettoia.



figura 135. Pompa da 250 lpm e Kit di tubazioni ad alta pressione posto tra i manifold e la centrale di pompaggio

La cabina elettrica

Sono state realizzate due cabine prefabbricate in c.a. complete di apparecchiature elettromagnetiche.

La prima è a due vani ENEL + MISURE avente dimensioni mm 4410 × 2440 × 2620 secondo norme ENEL DK 5600 munita di accesso con porta in vetroresina omologata Enel a due ante, una griglia di aerazione in vetroresina, impianto di illuminazione, rifinitura a perfetta regola d'arte.

La seconda cabina prefabbricata in c.a. ad un vano Utente MT/BT + TR avente dimensioni esterne mm 3500 × 2440 × 2620 munita di accesso anch'essa con porta in vetro resina a due ante ed una coppia di griglie di aerazione omologate Enel.

La cabina ha una potenza istallata da 1 × 315 KVA.

Il quadro MT della cabina ha le seguenti caratteristiche: tensione nominale di 24KV, tensione nominale di tenuta a frequenza industriale 50 Hz / 1min valore efficace 50KV, tensione nominale di tenuta a impulso atmosferico 1,2 / 50 microS valore di picco 125 KV, tensione di esercizio 20KV, frequenza nominale 50 / 60 Hz, corrente nominale delle sbarre principali 630 A, corrente nominale massima delle derivazioni 630 A, corrente nominale ammissibile di breve durata 16 KA, corrente nominale di picco 40 KA, potere di interruzione

degli interruttori alla tensione nominale 16 KA, durata nominale del corto circuito 1 s, tensione nominale degli ausiliari 230 V.

Il quadro di bassa tensione ha le seguenti caratteristiche:

- tensione di funzionamento nominale di 690 V;
- tensione di isolamento nominale di 800V;
- tensione di tenuta ad impulso U_{imp} 8 KV;
- Corrente nominale fino a 1660 A;
- Corrente nominale ammissibile di breve durata di 1 s;
- Frequenza 50 / 60 Hz.

Il quadro contiene le seguenti apparecchiature assemblate e cablate:

- Un interruttore generale magneto – termico regolabile scatolato 3P + N \times 630 A – 45 KA completo di contatti e bobina a lancio di corrente 230 Vac;
- Un Kit di strumentazioni di misura (3 amperometri su TA X/5°, 1 voltmetro 500 V con commutatore protetto da fusibili);
- Un interruttore magneto – termico differenziale modulare 2P \times 16A0.03A – 25 KA per i servizi di cabina;
- Un interruttore salvamotore a protezione estrattore con relativo automatismo di avviamento;
- Un kit rifasamento fissp TRAFO per funzionamento a vuoto 6.66 Kvar 440v completo di sezionatore con fusibili a protezione;
- Accessori per il buon funzionamento del quadro.

Il trasformatore di distribuzione MT/BT trifase in resina da 315 kVA.

La centralina di controllo

Il controller è in condizione di gestire 6 canali con possibilità di espansione. L'elettronica di controllo è di tipo digitale per sistemi di prova servo idraulici e misure su piattaforma "Real Time". Il controller è gestito da un software di sistema Real Time che si interfacerà tramite link di rete Ethernet con normale PC dove è installato un applicato software per la gestione del sistema, dell'interfaccia utente, delle prove, del salvataggio delle configurazioni e dei

dati acquisiti. Il sistema è configurato per il controllo di una stazione di prova costituita da sei attuatori idraulici in funzionamento contemporaneo ed indipendente, con il condizionamento dei relativi trasduttori di corsa e carico, il pilotaggio delle servo valvole, l'interfacciamento con la centrale idraulica ed il manifold di servizio.

I manifolds

Il manifold è un'apparecchiatura del sistema di distribuzione dell'olio la cui funzione essenziale è quella di regolare la quantità d'olio che deve arrivare alla servo valvola e quindi all'attuatore.

In laboratorio sono presenti un manifold da 190 lpm a due stazioni con accumulatore da 0.90 l e pressione di servizio di 21 MPa, uno da 190 lpm a quattro stazioni con accumulatore da 0.90 l e pressione di servizio di 21 MPa e da un manifold da 380 lpm a due stazioni con accumulatore da 7.00 l e pressione di servizio di 21 MPa.

I manifold sono dotati di filtri di protezione delle servo valvole (almeno 10 micron per quelli da 190 lpm e almeno 70 micron per quello da 380 lpm) e consentono il controllo pilota della pressione alle servo valvole a tre stadi e all'attuatore.

I manifold da 190 lpm sono dotati di una tubazione di mandata con drenaggio di lunghezza pari ad almeno 9 m e di tubazioni di uscita in numero uguale al numero delle stazioni (2 e 4). Il manifold da 380 lpm è dotato di una tubazione di mandata e due di uscita con drenaggio, ciascuna di lunghezza 7 m.

Ciascun manifold è dotato di cavi di collegamento di lunghezza pari ad almeno 15 m ed in numero coincidente con il numero delle stazioni.

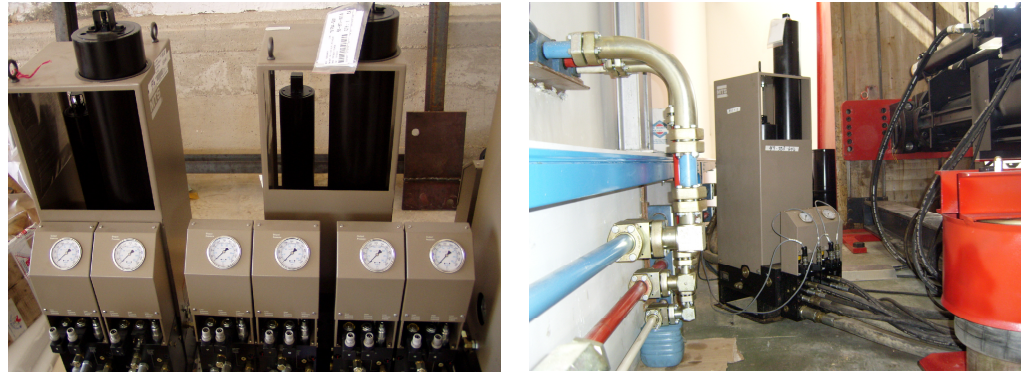


figura 136. Manifold a due e a quattro stazioni ; Manifold da 380 lpm collegato ai due attuatori

Sistemi di prova presenti in laboratorio

Il laboratorio del Centro regionale di Competenza Benecon, nel campo della sperimentazione su modelli strutturali, possiede principalmente due sistemi di prova, uno dedicato alle prove su dispositivi per isolamento sismico (indicato con SISTEMA 1) e che è già operativo ed uno per le prove su strutture in muratura (indicato con SISTEMA 2) che invece è in fase di progettazione.

I sistemi di prova hanno le seguenti caratteristiche:

1. SISTEMA 1 – *Prove su dispositivi per isolamento sismico*

Il sistema permette di effettuare prove su dispositivi di isolamento sismico fino ad un diametro pari a \varnothing 800 mm. Nella configurazione attuale, i test potranno svolgersi con l'utilizzo di una configurazione a doppio isolatore.

Il sistema è composto dalle seguenti principali attrezzature:

- Due attuatori MTS da 1000 KN (1500 KN in statica) e 1000 mm di corsa totale, dotati di servo valvole da 950 lpm. Frequenza 0.45 Hz a 500 mm e 70 Hz ad 1 mm.
- Quattro martinetti forati per carico verticale da 1250 KN (5000 KN in totale) e 250 mm di corsa totale.
- Sistema di contrasto in carpenteria metallica dimensionato per 3000 KN di carico orizzontale (mensola di altezza 3.5 m) e 4000 KN di carico verticale (telaio costituito da pilastri e traverse).

- Sistema idraulico refrigerato e opportunamente sezionato da 250 lpm con pressione di lavoro a 21 MPa. Centralina di controllo a 6 stazioni.
- Centralina di acquisizione National Instruments a 96 canali e relativi strumenti di misura (LVDT, accelerometri etc).

2. SISTEMA 2 – *Prove su strutture in muratura*

Il sistema non è ancora presente all'interno del laboratorio ma è ancora in fase di progettazione. Esso sarà realizzato in modo tale da avere la capacità di poter effettuare prove su portali in muratura sia nel piano che fuori piano.

Il sistema utilizzerà uno dei due attuatori da 1000 KN del sistema 1 per la sollecitazione orizzontale ed un carico verticale dimensionato per 4000 KN di carico statico. Attualmente nel laboratorio è presente la sola mensola di contrasto di altezza pari a 4 m dimensionato per carichi orizzontali pari a 3000 KN. Per poter sfruttare appieno le potenzialità che il SISTEMA 1 offre grazie soprattutto alla presenza dei due attuatori MTS da 1000 KN si è pensato di dover implementare l'attrezzatura presente in laboratorio attraverso:

- Completamento del sistema di prove su isolatori con l'acquisizione di una slitta dimensionata per un carico verticale di 10000 KN in modo da evitare l'utilizzo della configurazione a doppio isolatore per l'esecuzione delle prove, con conseguenti risparmi in termini di materiale da utilizzare durante l'esecuzione delle stesse.
- Incrementare la portata dell'impianto idraulico dai 250 lpm attuali a 1250 lpm.
- Un manifold da 1300 lpm.

7.3 ATTREZZATURA DI PROVA

La macchina è stata concepita per poter effettuare prove statiche a taglio e prove dinamiche su dispositivi di isolamento fino ad un diametro/lato di 800mm.

Possiamo considerare la macchina come caratterizzata da tre parti principali:

- Il sistema di contrasto dei carichi orizzontali;
- Gli attuatori che sollecitano orizzontalmente gli isolatori in prova;
- I martinetti che danno il carico verticale.

Allo stato attuale le prove possono effettuarsi solo nella configurazione a doppio isolatore, ma è già stata progettata e realizzata una slitta che consente di testare i dispositivi nella configurazione a singolo isolatore.

La mensola di contrasto dei carichi orizzontali

Il sistema di contrasto è in carpenteria metallica ed è stato dimensionato per poter resistere ad un carico orizzontale di 3000 KN, ha un'altezza di 3.5 m. Esso è saldato su una piastra di dimensioni 1800 mm \times 1800 mm e 100 mm di spessore, che è a sua volta collegata al piastrone del laboratorio tramite quattro tirafondi di 50 t l'uno. Non vi è la necessità di dover collegare al piastrone la mensola di contrasto con un numero maggiore di tirafondi, in quanto come illustrato nel paragrafo precedente la macchina è un sistema chiuso e conseguentemente la trasmissione del taglio al piastrone è pressoché nulla. Il taglio viene assorbito da quattro tiranti/puntoni di contrasto HE 300 M (a seconda che gli attuatori lavorino in trazione o in compressione) della lunghezza di 4000 mm.



figura 137. Mensola di contrasto dei carichi orizzontali, tiranti/puntoni di contrasto ed attuatori

Gli attuatori orizzontali

In funzione della rigidezza orizzontale degli isoaltori sismici, la macchina consente l'utilizzo di uno o due attuatori dinamici MTS orizzontali (figura 126), che hanno il compito di sollecitare a taglio i dispositivi.

Gli attuatori elettroidraulici consentono l'esecuzione di prove dinamiche, statiche e di fatica. La capacità di carico dinamica è di 1000 kN sia in trazione che in compressione, la corsa totale è 1000 mm (± 500 mm) ed una frequenza minima, a 500 mm di corsa di 0.45 Hz. La portata nominale statica di ogni attuatore è di 1500 kN. Ciascun attuatore è corredato da una cella di carico e da un trasduttore di spostamento LVDT coassiale che coprono l'intero range di misura, da una servovalvola a tre stadi e quattro vie da 900 lpm e da due cerniere sferiche (2 per ciascun attuatore) di base e di estremità per il collegamento alle strutture di contrasto ed ai provini (figura 139)

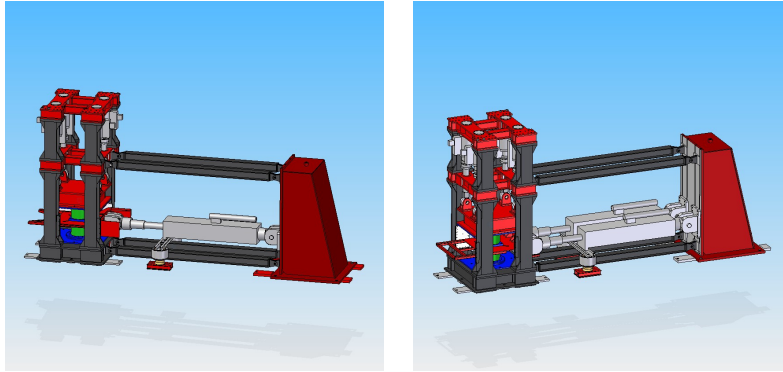


figura 138. Macchina di prova nella configurazione ad un attuatore e a due attuatori orizzontali



figura139. Attuatori orizzontali

Per ridurre al minimo le sollecitazioni agenti sugli isolatori da testare per effetto dell'elevato peso degli attuatori orizzontali, è stato inserito un sistema di sospensione costituito da molle ad aria compressa tarate in modo tale da assorbire integralmente l'aliquota della forza peso degli attuatori che altrimenti graverebbe sui dispositivi e al contempo, da consentire agli attuatori di seguire l'abbassamento verticale che gli isolatori manifestano durante le prove.

I martinetti per l'applicazione del carico verticale ed il telaio di contrasto

Per l'applicazione del carico verticale sugli isolatori la macchina utilizza quattro martinetti forati capaci di applicare una forza massima di trazione di 1250 KN a barre passanti ad alta resistenza, corredati di servo - valvole tipo MOOG, trasduttori di spostamento LVDT tipo Transtek e celle di carico anulari.

I quattro martinetti hanno una corsa di 250 mm con foro passante almeno Φ 80 mm, mentre le servo - valvole di cui sono dotati hanno una portata nominale di almeno 5 lpm.

Il telaio di contrasto dei martinetti verticali è costituito da due coppie di travi metalliche con sezione trasversale in composizione saldata che scaricano le azioni agenti al piastrone in c.a. mediante quattro colonne di sezione HE300M che vanno in trazione quando i martinetti comprimono gli isolatori. L'intero sistema è stato progettato per resistere ad un carico verticale massimo di 4000kN.



figura 140. Martinetti per l'applicazione del carico verticale e telaio di contrasto

7.4 PROGRAMMA SPERIMENTALE

L'attività sperimentale è orientata alla verifica delle caratteristiche prestazionali di isolatori attraverso:

1. definizione delle caratteristiche prestazionali dei dispositivi (elevata leggerezza, elevata durabilità, specificità di applicazione con riferimento alla messa in opera, elevata deformabilità orizzontale), tenendo conto dei problemi di eventuali costruzioni in adiacenza e dei relativi giunti, di compatibilità e reversibilità dei sistemi da inserire in fondazione;
2. definizione delle specifiche quantitative da conseguire per le caratteristiche prestazionali dei dispositivi in funzione delle richieste prestazionali del bene storico-monumentale;
3. esecuzione di una campagna di prove sperimentali su dispositivi elastomerici, progettata al fine di verificare le caratteristiche prestazionali sopra definite;
4. analisi dei risultati sperimentali e derivazione di indicazioni progettuali per un'eventuale ottimizzazione dei dispositivi elastomerici da impiegare nell'adeguamento sismico di edifici di interesse storico-monumentale.

In particolare la sperimentazione ha l'obiettivo di esaminare l'influenza sulle prestazioni degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento del:

- materiale piastre di rinforzo (acciaio/composito);
- carico verticale V ;
- fattore di forma secondario S_2 .

Nel programma di prove pianificato vengono testati 24 isolatori ad alto smorzamento (HDRB) realizzati dalla società ALGA s.p.a. con gomma naturale di media durezza ($G=0.8$ MPa). Dei 24 dispositivi elastomerici oggetto della campagna sperimentale, 12 hanno piastre di rinforzo realizzate in acciaio S275 e 12 hanno lamine in materiale composito. Per quanto concerne la geometria, tutti gli isolatori presentano le seguenti caratteristiche:

- diametro: $D=400$ mm;
- spessore singolo strato di gomma: $t_i=5$ mm;
- spessore delle piastre di rinforzo: $t_s=2$ mm;
- spessore delle piastre terminali: $t_{st}=20$ mm;
- fattore di forma primario: $S_1=20$.



figura 141. Isolatori elastomerici con inserti in acciaio per la campagna di prove sperimentali

Differenti, invece, sono i valori del fattore di forma secondario S_2 (variabile tra 1 e 6), l'altezza totale H (compresa tra 129 e 409 mm), l'altezza totale della gomma t_e ed il numero piastre di rinforzo n_i , come derivabile dalla figura 141 e dalla tabella 12, in cui sono riassunte le principali delle caratteristiche degli isolatori da testare. Le due famiglie di isolatori, ciascuna costituita da 6 coppie di dispositivi, risultano quindi uguali dal punto di vista geometrico e delle proprietà dei materiali elastomerici, variando unicamente il materiale delle piastre di rinforzo.

Isolatore	S_2	D (mm)	H (mm)	Inserti	n_i	n_s	t_e (mm)
1A	1	400	409	Acciaio	53	52	265
2A	2	400	318	Acciaio	40	39	200
3A	3	400	227	Acciaio	27	26	135
4A	4	400	178	Acciaio	20	19	100
5A	5	400	150	Acciaio	16	15	80
6A	6	400	129	Acciaio	13	12	65
1C	1	400	409	Composito	53	52	265
2C	2	400	318	Composito	40	39	200
3C	3	400	227	Composito	27	26	135
4C	4	400	178	Composito	20	19	100
5C	5	400	150	Composito	16	15	80
6C	6	400	129	Composito	13	12	65

Tabella 12 Caratteristiche dei dispositivi

Sui dispositivi da testare sono previste prove statiche a compressione e prove statiche a taglio, sia monotone sia cicliche, con spostamento orizzontale crescente in presenza di carico verticale costante. Sono altresì previste prove dinamiche a taglio e prove di rottura.

In definitiva, le tipologie di test previste sono le seguenti:

- SC: prove statiche a compressione;
- ST: prove statiche a taglio;
- SCT: prove statiche cicliche a taglio;
- DT: prove dinamiche a taglio;
- R: prove a rottura.

Per evitare la rottura dei dispositivi, le prove statiche a taglio ST e SCT, e le prove dinamiche DT sono condotte limitando opportunamente gli spostamenti orizzontali imposti, anche in funzione del livello di carico verticale applicato. Le deformazioni da taglio massime e il relativo spostamento orizzontale, per i diversi isolatori, sono state ricavate a partire dai risultati forniti dall'analisi numerica agli elementi finiti e dalle indicazioni fornite da diverse normative. In particolare, si è fatto riferimento alle indicazioni progettuali presenti nelle seguenti norme:

- Linee Guida per progettazione, esecuzione e
- collaudo di strutture isolate dal sisma (LL.GG.'98);
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC'08).

L'osservazione di tale grafico ha consentito di fissare i valori massimi delle deformazioni da taglio γ_s e dei corrispondenti spostamenti orizzontali δ da imporre nelle prove senza provocare la rottura degli isolatori; a tal fine si è deciso di assumere per le prove, le deformazioni taglienti ottenute dalle analisi FEM ridotte mediante un coefficiente di sicurezza non inferiore a 2.

In Tabella 13 sono riportati i valori di γ_s e δ valutati con tale criterio per la famiglia di isolatori con piastre di rinforzo in acciaio. In particolare nella tabella sono riportati i valori della deformazione a taglio e del relativo spostamento, da imporre nelle prove statiche e dinamiche a taglio, per i diversi valori di carico verticale applicato, espresso in termini di pressione media applicata p_m .

Dispositivo	γ (%)			δ [mm]		
	6 MPa	10 MPa	15 MPa	6 MPa	10 MPa	15 MPa
1-A	50	50	25	133	133	66
2-A	75	50	50	150	100	100
3-A	100	75	75	135	101	101
4-A	125	100	75	125	100	75
5-A	175	100	100	140	80	80
6-A	175	125	100	114	81	65

Tabella 13 Deformazioni da taglio e spostamenti imposti nei test

Nel caso di prova statica a compressione (SC), il cui scopo è la determinazione della rigidità verticale degli isolatori, si intende applicare il ciclo di carico riportato nella Figura 132. Per ciascun dispositivo le prove verranno eseguite con tre differenti valori del carico verticale applicato V (754 kN, 1253 kN e 1884 kN), che corrispondono a pressioni medie p_m pari a 6 MPa, 10 MPa e 15 MPa, rispettivamente.

Le prove statiche a taglio (ST), condotte per valutare il modulo statico a taglio G , vengono eseguite applicando i cicli di carico-scarico indicati in figura 143. Per ogni coppia d'isolatori si prevedono quattro test di tipo ST, uno per ogni fissato valore di p_m (pari a 0, 6 MPa, 10 MPa e 15 MPa). Le prove sono condotte controllando lo spostamento orizzontale imposto fino ad ottenere i livelli di deformazione previsti nella tabella 13. La velocità d'applicazione degli spostamenti è fissata pari a 2.5 mm/s.

Per quanto concerne le prove statiche cicliche a taglio (SCT) e per le prove dinamiche a taglio (DT), il cui fine è la valutazione della rigidità orizzontale e dello smorzamento associato, si prevedono storie sinusoidali d'applicazione degli spostamenti orizzontali, con l'andamento riportato in figura 144. Come per i test ST, anche le prove SCT e DT vengono condotte in assenza di carico verticale ($p_m=0$) ed in presenza di tre diversi valori di carico verticale corrispondenti a pressioni medie p_m pari a 6 MPa, 10 MPa e 15 MPa, rispettivamente. Gli spostamenti orizzontali sono applicati con una velocità di 2.5 mm/s per i test SCT e con una frequenza di 0.5 Hz per i test DT.

Le prove di rottura (R), vengono condotte applicando un carico verticale corrispondente ad una pressione media di 6MPa ed uno spostamento a taglio crescente fino alla rottura del dispositivo.

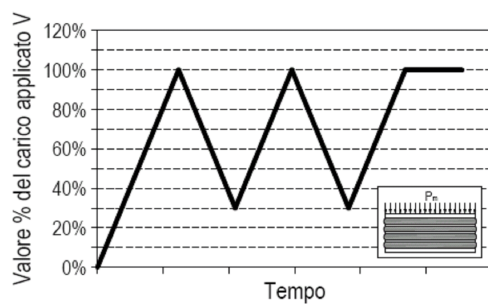


figura 142. Andamento della storia di carico per i test SC

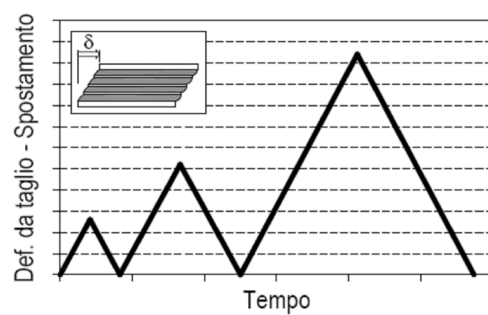


figura 143. Andamento della storia di carico per i test ST

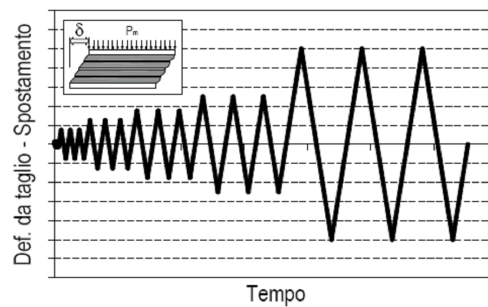


figura 144. Andamento della storia di carico per i test SCT

7.5 PRIMI RISULTATI DELLA SPERIMENTAZIONE

Allo stato attuale le attività sperimentali sono ancora in corso d'esecuzione. Si riportano i risultati dei primi test eseguiti sul dispositivo 3A. I test effettuati sono riassunti di seguito:

- 1) PROVA STATICA A COMPRESSIONE:
 - a) **SC-6**: $p_m=6$ MPa;
 - b) **SC-10**: $p_m=10$ MPa.
- 2) PROVA STATICA A TAGLIO:
 - a) **ST-0-100%**: $p_m=0 - \gamma_s=100\%$;
 - b) **ST-6-100%**: $p_m=6$ MPa – $\gamma_s=100\%$;
 - c) **ST-10-75%**: $p_m=10$ MPa – $\gamma_s=75\%$;
 - d) **ST-15-75%**: $p_m=15$ MPa – $\gamma_s=75\%$.
- 3) PROVA STATICA CICLICA A TAGLIO:
 - a) **SCT-0-100%**: $p_m=0 - \gamma_s=100\%$;
 - b) **SCT-6-100%**: $p_m=6$ MPa – $\gamma_s=100\%$;
 - c) **SCT-10-75%**: $p_m=10$ MPa – $\gamma_s=75\%$;
 - d) **SCT-15-75%**: $p_m=15$ MPa – $\gamma_s=75\%$.

Come illustrato in figura 145, le prove vengono eseguite su coppie di isolatori uguali.



figura 145. Configurazione di prova.

7.5.1 Prove statiche a compressione

In figura 146 è riportato, per il dispositivo 3A, l'andamento del carico verticale in funzione dell'abbassamento verticale. Le due curve in figura corrispondono ai due valori di pressione media applicati p_m (pari a 6 MPa e 10 MPa).

È possibile osservare un comportamento non lineare degli isolatori, con valori di compressibilità della gomma che tende a ridursi con il carico applicato V .

È altresì possibile notare come le curve associate ai due valori della pressione verticale considerata siano praticamente coincidenti nei rami iniziale di carico ed in quelli finali di scarico.

Quanto detto è confermato anche dal grafico di figura 147, in cui, per ogni ciclo di carico, è riportato l'andamento della rigidezza verticale secante $K_{V,sec}$ in funzione del carico verticale applicato V . Si osserva come la rigidezza $K_{V,sec}$ aumenti con il carico applicato V , tendendo al valore di 270 kN/mm per elevati valori di V .

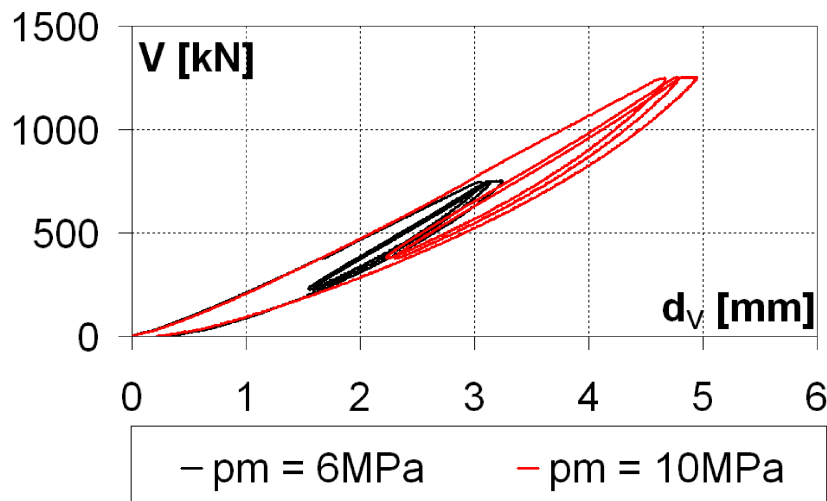


figura 146. Isolatori 3A ($S_2=2.96$) – Test SC: curve carico verticale V – abbassamento verticale dV .

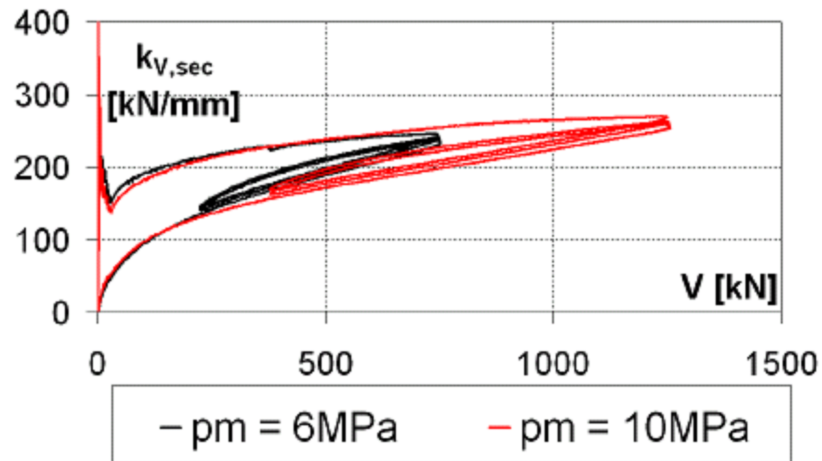


figura 147. Isolatori 3A ($S_2=2.96$) – Test SC: andamento della rigidezza verticale in funzione del carico applicato V

7.5.2 Prove statiche a taglio

In figura 148 sono riportate le curve carico F_H –spostamento orizzontale d_H associate ai quattro valori della pressione verticale media p_m applicate nei test. Dalla sovrapposizione dei diagrammi è possibile osservare la riduzione della rigidezza orizzontale K_H con il valore della tensione verticale applicata p_m . Tali curve hanno consentito di tracciare l'andamento del modulo statico a taglio G al variare della deformazione di taglio γ_s e della pressione verticale p_m figura 149. In particolare, la linea orizzontale in Figura 140 evidenzia come, sotto una pressione $p_m=6 \text{ MPa}$, G tenda al valore di 0.4 MPa .

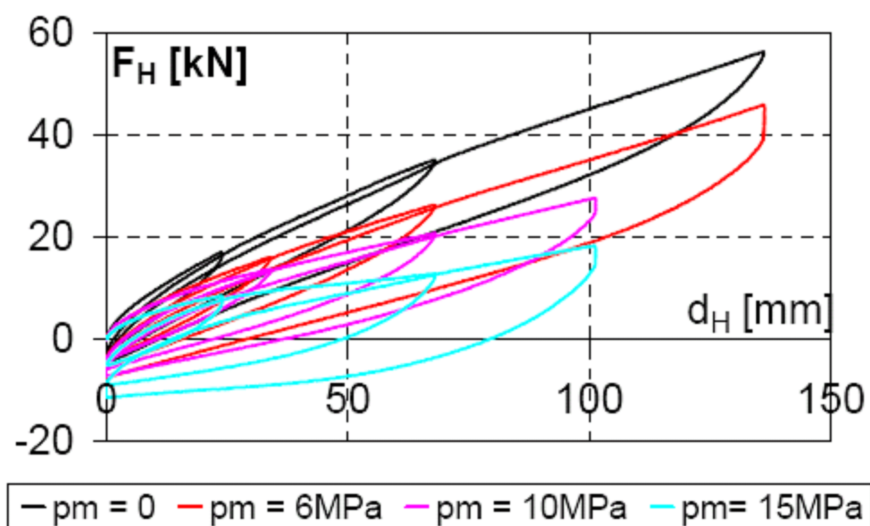


figura 148. Isolatori 3A (S2=2.96) – Test ST: curve carico orizzontale F_H – spostamento orizzontale d_H .

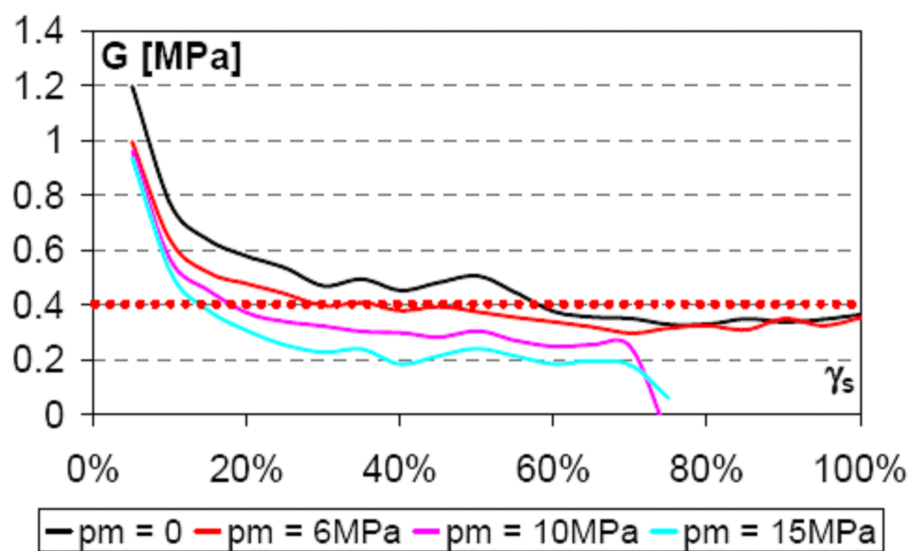


figura 149. Isolatori 3A (S2=2.96) – Test ST: andamento del modulo G in funzione della deformazione γ_s .

7.5.3 Prove statiche cicliche a taglio

Nelle figure che seguono sono mostrati i diagrammi prove statiche cicliche a taglio SCT condotte sui dispositivi 3A per valori di p_m pari a 0 MPa (figura 150) 6 MPa (figura 151), 10 MPa (figura 152) e 15 MPa (figura 153).

Per ogni valore del carico verticale applicato, l'isolatore è stato sottoposto a spostamenti orizzontali variabili; per ogni valore dello spostamento orizzontale imposto, frazione dello spostamento massimo previsto per l'isolatore 3A, sono stati imposti tre cicli consecutivi.

Dai diagrammi di è possibile osservare che all'aumentare della pressione verticale p_m le curve presentano cicli più ampi.

Inoltre, la forma delle curve cicliche evidenzia come, all'aumentare della pressione verticale applicata p_m , aumenti la sensibilità dell'isolatore testato agli effetti P- Δ .

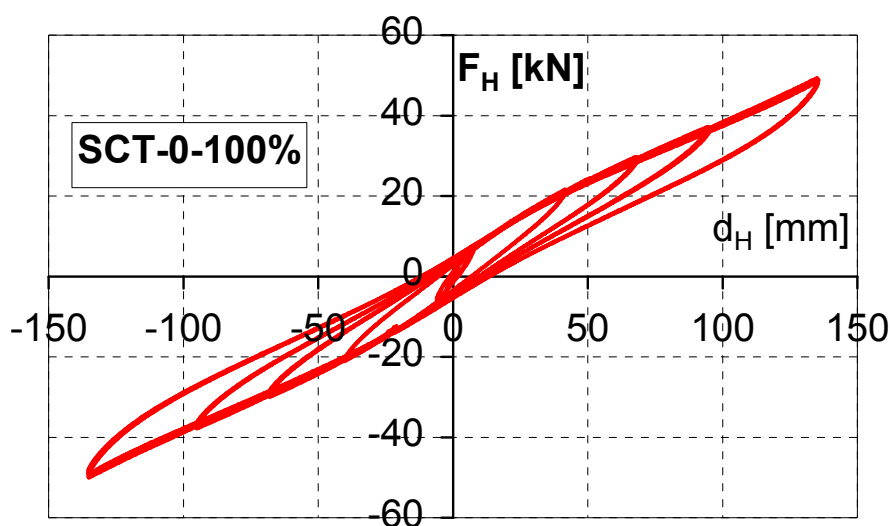


figura 150. Isolatori 3A (S2=2.96) – Test SCT: curve carico orizzontale F_H – spostamento orizzontale per $p_m=0$ MPa

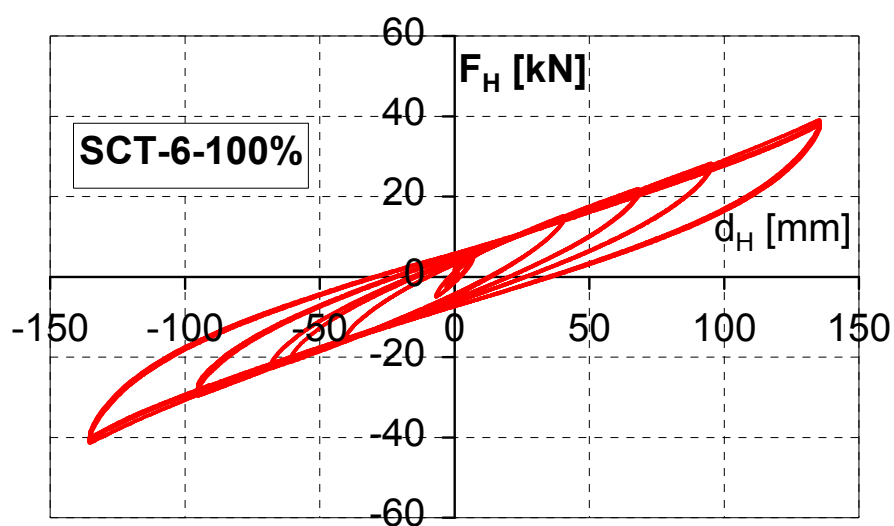


figura 151. Isolatori 3A ($S_2=2.96$) – Test SCT: curve carico orizzontale F_H – spostamento orizzontale per $P_m=6\text{MPa}$

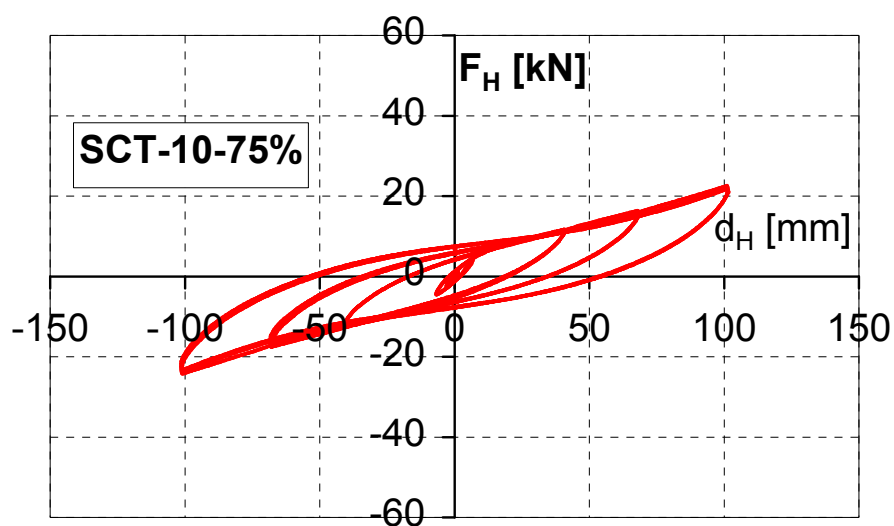


Figura 152. Isolatori 3A ($S_2=2.96$) – Test SCT: curve carico orizzontale F_H – spostamento orizzontale per $P_m=10\text{MP}$

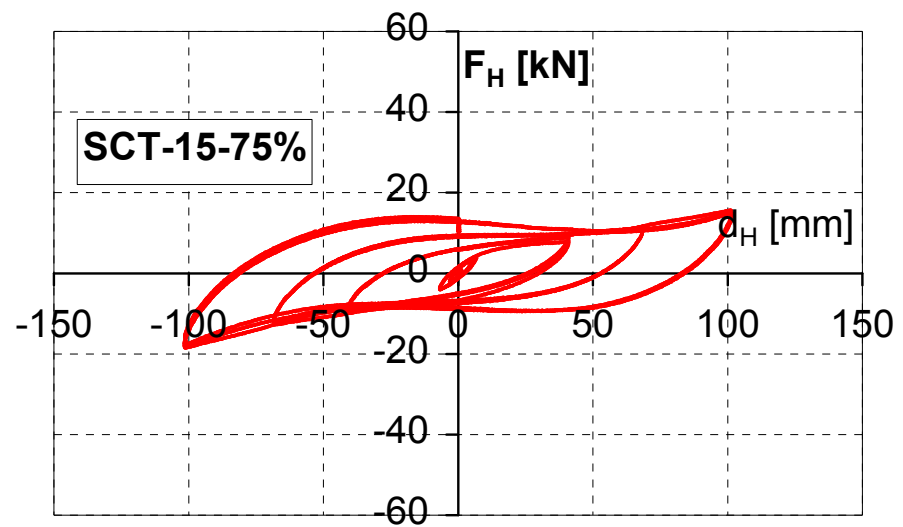


Figura 153. Isolatori 3A ($S_2=2.96$) – Test SCT: curve carico orizzontale F_H – spostamento orizzontale per $P_m=15\text{MP}$

La sovrapposizione di tali curve (figura 154) evidenzia come la rigidezza orizzontale si riduca all'aumentare del carico verticale.

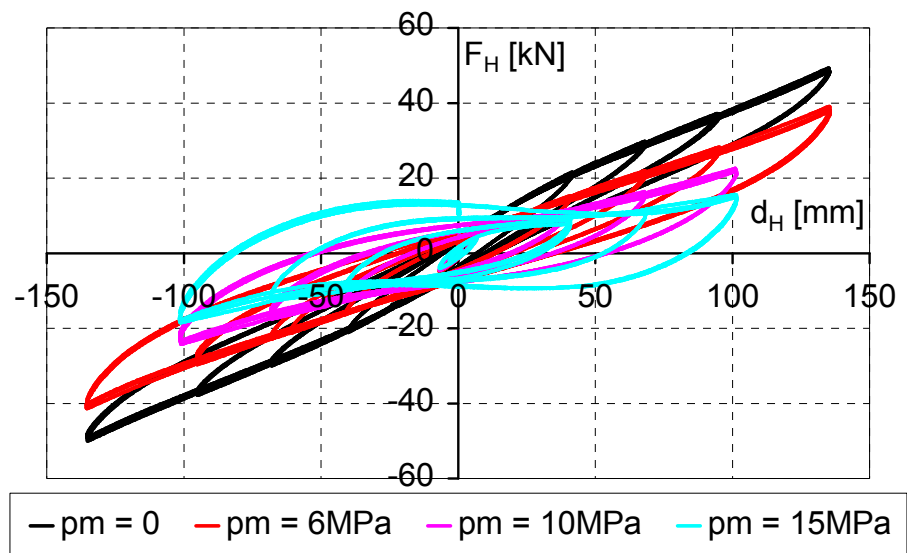


Figura 154. Isolatori 3A ($S_2=2.96$) – Test SCT: curve carico orizzontale F_H – spostamento orizzontale

Da queste prove sono state ricavate anche le curve rigidezza orizzontale ($K_{h, sec}$) – distorsione(γ_s) e modulo statico a taglio (G) – distorsione(γ_s), riportate in figura 155 e 156, e le curvesmorzamento (ζ) – distorsione (γ_s) ed energia dissipata(W_d) – distorsione (γ_s), riportate in figura 157 e 158. I valori di $K_{h, sec}$, ζ , G e W_d sono stati valutati in corrispondenza del terzo ciclo per ognuno dei livelli di deformazione imposta.

In figura 155 è riportata la variazione della rigidezza orizzontale secante $K_{h, sec}$ in funzione della deformazione di taglio γ_s per diversi valori della pressione media applicata p_m . I valori della rigidezza sono valutati, in corrispondenza del terzo ciclo di ciascun livello di deformazione imposta, come il rapporto tra la forza corrispondente allo spostamento massimo raggiunto nel ciclo d_H e lo spostamento stesso. Come già evidenziato in precedenza, è possibile osservare come la rigidezza orizzontale si riduca all'aumentare della pressione verticale; in dettaglio, il diagramma evidenzia una riduzione della rigidezza orizzontale di circa 2.5 volte dal test con $p_m=0$ a quello con $p_m=15\text{MPa}$. Inoltre, come atteso, si nota come la rigidezza orizzontale diminuisca al crescere della deformazione a taglio γ_s . Nella figura 156 è riportato l'andamento del modulo di taglio G al variare della deformazione di taglio γ_s e della pressione verticale p_m ; da questo diagramma si possono dedurre osservazioni analoghe a quelle fatte per la rigidezza orizzontale secante $K_{h, sec}$.

In figura 157 sono mostrati gli andamenti dello smorzamento viscoso equivalente ζ al variare della deformazione di taglio γ_s , per diversi valori della pressione media applicata p_m . Lo smorzamento è stato valutato, in corrispondenza del terzo ciclo, mediante la seguente relazione:

$$\xi = \frac{W_d}{4\pi W_e} \quad (153)$$

in cui W_d è l'energia dissipata, data dall'area sottesa alle curve di figura 145 in corrispondenza del terzo ciclo, W_e è l'energia di deformazione elastica, pari al semiprodotto dello spostamento massimo d_H raggiunto nel ciclo per la corrispondente forza. Come può osservarsi dal grafico, a parità di deformazione da taglio imposta, lo smorzamento ζ aumenta al crescere di p_m , specialmente per distorsioni γ_s maggiori del 30%; infatti il diagramma evidenzia che, rispetto alla curva $p_m=0$, i valori di ζ aumentano di circa 2 volte

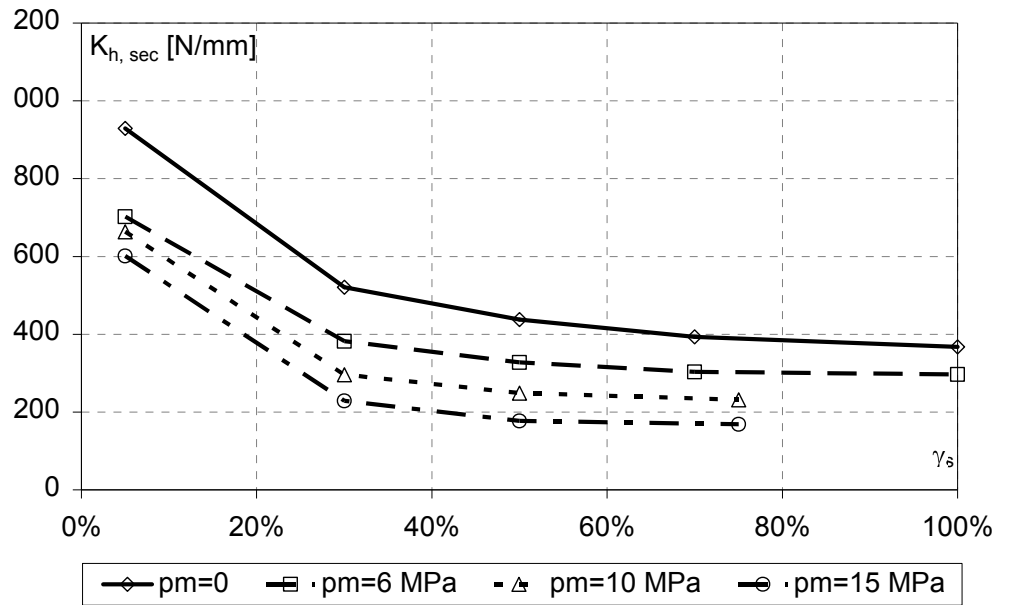


figura 155. Isolatori 3A ($S_2=2.96$) – Test SCT: (a) curve rigidezza orizzontale secante $K_{h, sec}$ – deformazione a taglio γ_s ;

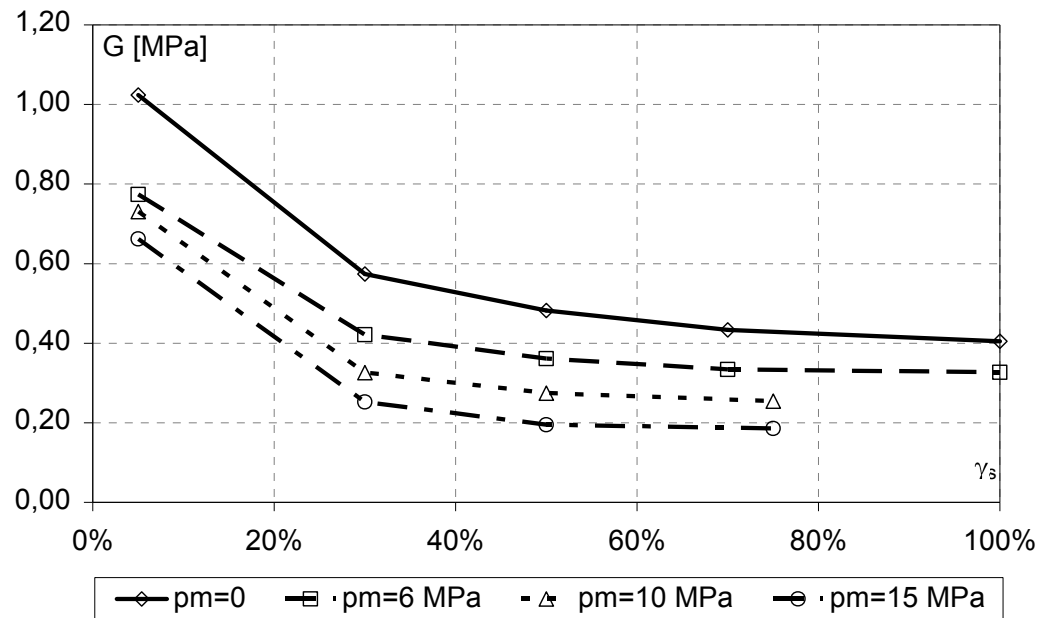


figura 156. Curve modulo di taglio G – deformazione a taglio γ_s .

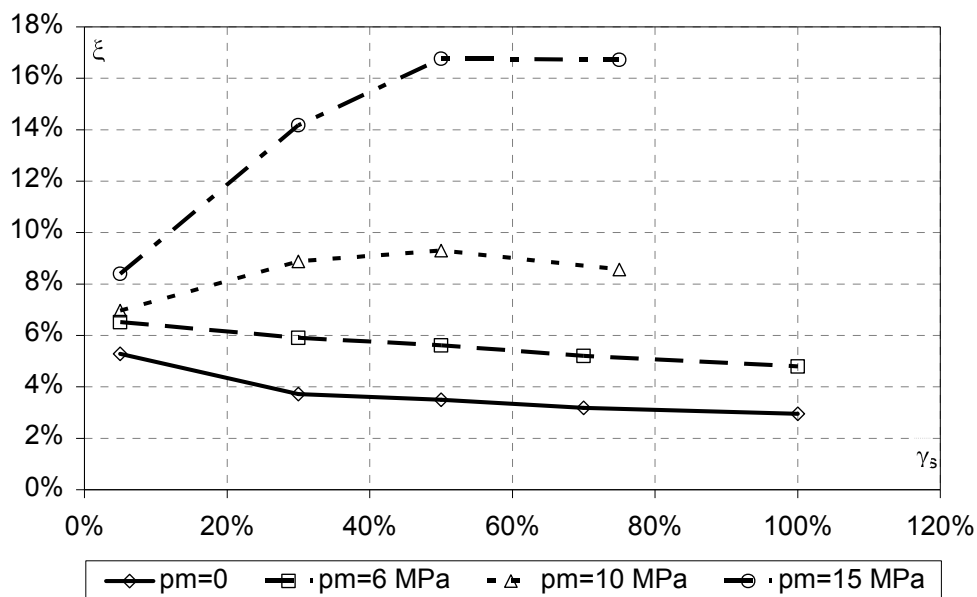


figura 157. Isolatori 3A (S2=2.96) – Test SCT: (a) curve smorzamento ζ – deformazione a taglio γ_s ;

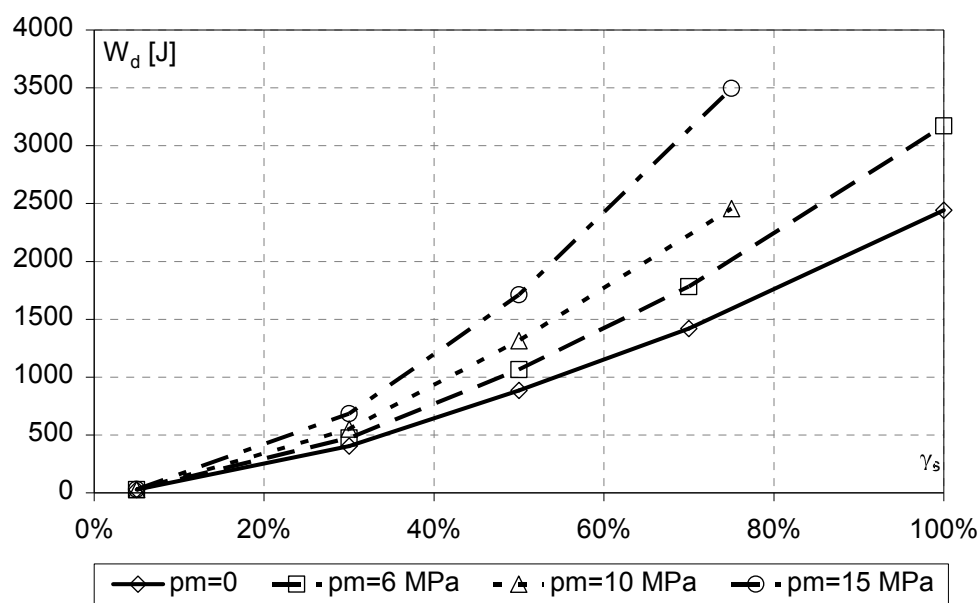


figura 158. Curve energia dissipata W_d – deformazione a taglio γ_s .

nel caso $p_m=6\text{MPa}$, di circa 3 volte per $p_m=10\text{MPa}$, di circa 6 volte quando $p_m=15\text{MPa}$. Al variare del carico verticale applicato, invece, si osservano due comportamenti differenti: in assenza di carico verticale ($p_m=0$) e per pressione verticale media di 6MPa , lo smorzamento diminuisce al crescere della deformazione a taglio γ ; nel caso di pressioni verticali medie pari a 10MPa e 15MPa , invece, lo smorzamento ζ cresce inizialmente, per poi ridursi per valori di γ con la deformazione a taglio maggiori al 50%. Nella figura 158 è riportato l'andamento dell'energia dissipata W_d al variare della deformazione di taglio γ_s e della pressione verticale applicata p_m . Si osserva come l'energia dissipata incrementi all'aumentare della deformazione da taglio γ_s ed al crescere della pressione verticale media p_m .

Capitolo 8

Conclusioni

La tesi tratta l'effetto del fattore di forma secondario S_2 e dei carichi verticali elevati sul comportamento dei dispositivi elastomerici e della loro capacità ultima, valutando la possibile interazione tra resistenza e stabilità.

Dall'osservazioni dello stato dell'arte e dei nuovi campi di applicazione dell'isolamento sismico, si è potuto affermare che ciò che si chiede all'isolamento sismico è di incrementare il periodo di vibrazione; per raggiungere lo scopo si può operare in due modi: incrementare i carichi verticali oppure abbassare il fattore di forma secondario. Tuttavia, è sempre possibile operare in questo modo? L'instabilità entra in gioco? In che modo? La plasticità entra in gioco? In che modo?

Questo lavoro rientra nell'ambito di una ricerca più vasta ad opera del gruppo di ricerca coordinato dal Prof. Antonello De Luca che si prefigge di valutare l'influenza dei fattori di forma, dei grandi carichi e delle grandi deformazioni sul comportamento degli isolatori.

Il problema sopra esposto è stato affrontato sia mediante una sperimentazione numerica che una campagna sperimentale al vero.

Relativamente alla sperimentazione numerica, per l'analisi del problema si è partiti dagli studi teorici sull'elasticità della gomma che adottano il classico approccio fenomenologico per la caratterizzazione dei materiali elastomerici (iperelastici); tale caratterizzazione avviene attraverso la definizione di opportune rappresentazioni matematiche della funzione densità di energia di deformazione. Si sono studiati i diversi modelli iperelastici presenti in bibliografia per la caratterizzazione del comportamento delle gomme, con

particolare attenzione ai diversi parametri che caratterizzano le diverse forme della funzione densità di energia di deformazione.

L'introduzione del vincolo cinematico di incompressibilità rende la parte volumetrica del campo delle tensioni, la pressione idrostatica, disaccoppiata dal campo di spostamenti e conseguentemente indeterminata; il campo di tensioni resta così definito a meno di una costante. Inoltre, l'esistenza di una singolarità nelle equazioni di equilibrio rende il problema difficile da risolvere. Considerando il materiale quasi incompressibile, queste considerazioni risultano meno ovvie dal momento che in questo caso la condizione di quasi-incompressibilità è un problema solo del modello numerico e non di quello meccanico; le difficoltà che si incontrano sono, pertanto, esclusivamente di natura numerica e riguardano malcondizionamenti della matrice di rigidezza, fenomeni di bloccaggio (locking) e presenza di risultati incorretti. Il problema si è affrontato attraverso lo studio della formulazione mista nella quale le incognite del problema sono costituite simultaneamente da variabili statiche e cinematiche e conseguentemente le condizioni di equilibrio e di congruenza sono approssimate indipendentemente; l'applicazione di questa formulazione che si è considerata, è quella a due campi di variabili u/p nella quale i campi di variabili sono costituiti dagli spostamenti u e dalla pressione idrostatica p . Tale formulazione consente di scegliere il grado di interpolazione della variabile p , che determina l'accuratezza e la convergenza dei modelli agli elementi finiti (FEM) in cui essa viene utilizzata.

Per studiare la risposta meccanica dei dispositivi elastomerici confinati, e per valutare l'influenza di diversi parametri (geometrici e meccanici) sulla loro risposta locale e globale, sono stati studiati modelli di calcolo analitici e numerici, con particolare attenzione alla modellazione FEM attraverso l'utilizzo del codice di calcolo Abaqus ed è stata condotta una analisi parametrica.

L'analisi parametrica FEM è stata realizzata attraverso la modellazione dei dispositivi elastomerici e la calibrazione del modello sulla base di risultati sperimentali su dispositivo reale precedentemente condotti dal gruppo di ricerca; in particolare, la modellazione dei dispositivi in gomma risulta essere molto complessa date le elevate deformazioni in gioco e il comportamento

non lineare iperelastico, quasi del tutto incompressibile, del materiale elastomerico.

Dallo studio della meccanica dei dispositivi elastomerici sono stati identificati nei fattori di forma primario S_1 e secondario S_2 i due parametri che governano il comportamento sotto l'azione dei carichi verticali ed orizzontali. Questi fattori, che controllano rispettivamente l'instabilità locale e globale del dispositivo, sono stati assunti quali principali parametri nell'ambito dell'analisi parametrica condotta.

Sono state rielaborate circa 200 analisi, nelle quali sono stati considerati valori del fattore di forma primario S_1 pari a 6, 12, 18, 24, 30, valori del fattore di forma secondario S_2 pari a 1.51, 2, 2.96, 4, 5, 6.15, pressioni verticali fino a 15MPa e deformazioni orizzontali fino al 300%. I dispositivi sono stati analizzati sotto differenti condizioni di carico: solo carichi verticali, solo carichi orizzontali e combinazione di carichi verticali e orizzontali.

I risultati delle analisi FEM mostrano che il fattore di forma primario è il parametro che governa il comportamento meccanico dell'isolatore elastomerico sotto carichi verticali. Per dispositivi caratterizzati da fattori di forma bassi (minori di 18), si osservano infatti sensibili concentrazioni tensionali e valori molto elevati delle deformazioni di taglio in corrispondenza delle zone di bordo, all'interfaccia tra elastomero e acciaio.

Si è osservato che i valori massimi locali delle tensioni e delle deformazioni si discostano in maniera non trascurabile da quelli deducibili da formule di verifica e progetto correntemente fornite dalle normative, e possono pertanto essere causa di rotture locali, per trazione nella gomma o per distacco all'interfaccia gomma-acciaio. Questi effetti risultano particolarmente accentuati quando il dispositivo è soggetto a carichi verticali notevoli, a partire da pressioni medie dell'ordine di 9 MPa.

Con riferimento all'influenza del fattore di forma secondario S_2 , le analisi hanno mostrato che negli isolatori con basso fattore di forma ($S_2 < 3$), la gomma presenta elevate deformazioni locali e concentrazioni di sforzo sotto l'azione combinata dei carichi verticali ed orizzontali (deformazioni pari anche a 4 volte la deformazione orizzontale applicata, corrispondente circa al doppio dei valori riscontrati negli isolatori con $S_2 \geq 3$).

Per quanto riguarda le piastre di acciaio interne si è osservato che lo snervamento risulta fortemente anticipato negli isolatori con S_2 molto basso,

mentre per tutti i dispositivi con $S_2 \geq 3$ tale condizione si verifica all'incirca in corrispondenza dello stesso spostamento orizzontale imposto, pari a circa 150mm (d/D pari al 38%) e circa 80mm (d/D pari al 20%) rispettivamente per pressioni verticali medie pari a 6 e 15MPa.

Dalle analisi risulta che le tensioni di trazione nella gomma, potenziali causa di rottura del dispositivo per perdita di aderenza o per cavitazione, aumentano al ridursi del fattore di forma secondario S_2 , e per $S_2 \geq 3$ non dipendono dalla pressione media verticale applicata.

Da quanto detto, appare evidente che le condizioni di lavoro sotto sisma di isolatori caratterizzati da basso valore dei fattori di forma S_1 e S_2 e progettati per elevate pressioni verticali, possono essere molto gravose in termini di risposta locale e non solo, ma aprono forti interrogativi sull'influenza del fattore di forma secondario S_2 sul comportamento globale dei dispositivi, in termini di capacità ultima di questi, sottoposti a carichi verticali elevati e grandi spostamenti: ovvero, l'adozione di fattori di forma secondari bassi, al fine di incrementare il periodo di isolamento, quanto può spingersi senza che entrino in gioco problemi di instabilità?

Dunque, dei due fattori di forma che governano il comportamento degli isolatori, si è approfondito l'effetto del secondo, che è riferito alla verifica globale di stabilità del dispositivo, in presenza di carichi particolarmente gravosi. Si sono valutati anche i fenomeni di plasticizzazione delle piastre metalliche, mettendo in evidenza come le norme risultano inadeguate di fronte agli effetti locali.

Su sei modelli di isolatori elastomerici caratterizzati tutti dal medesimo fattore di forma primario S_1 e differenti valori di S_2 (variabili da 1 a 6) sono state eseguite 94 analisi, che hanno simulato prove a rottura mantenendo costante il carico verticale a valori via via crescenti e incrementando lo spostamento orizzontale, per un fissato valore di p_m , al fine di cogliere la capacità ultima dei diversi modelli caratterizzati da fattori di forma secondari variabili.

Gli output delle analisi sono stati diagrammati secondo le curve forza-spostamento e forza-deformazione sia al variare della pressione verticale sia al variare di S_2 . Sotto grandi carichi è possibile notare una diminuzione della rigidità orizzontale. Con pressioni elevate inoltre sono sufficienti piccoli incrementi di lavoro delle forze esterne per giungere alla condizione ultima,

mentre per pressioni verticali basse il grosso del lavoro viene speso per deformare il dispositivo ed è quindi, necessario un lavoro maggiore per portare nella condizione ultima i dispositivi se è applicata una pressione verticale bassa.

Inoltre, è stato possibile osservare anche quanto accade alle piastre di confinamento, le quali si plasticizzano fortemente sotto grandi deformazioni laterali; il problema è legato ai grandi spostamenti laterali, a causa dei quali esse si vengono a trovare al di fuori dell'area ridotta, ma comunque soggette al carico verticale e vincolate alle estremità interne. Si può schematizzare tale effetto da un punto di vista monodimensionale come una mensola caricata lungo la luce e soggetta a flessione: le plasticizzazioni si hanno nella sezione di incastro.

La normativa fornisce delle relazioni per valutare la plasticizzazione, ma tali relazioni non riescono a cogliere quanto accade al bordo: quindi anche se al centro la verifica è soddisfatta, ai bordi la tensione è ben oltre lo snervamento.

Infine i risultati delle analisi possono essere riportati su dei domini di stabilità ricavati dalle limitazioni di norma sul carico critico e la deformazione laterale massima, dai cui è possibile desumere come le normative diano non solo indicazioni molto differenti le une dalle altre, ma rilevino anche una certa distanza dalle relazioni teoriche suggerite da J. Kelly. Le condizioni ultime ottenute dalle analisi FEM indicano comunque un trend ben preciso, senza eccessive dispersioni. Si osserva una maggiore resistenza ai carichi verticali per deformazioni laterali inferiori al 100%. Questo trend è presente in tutti i domini.

Adimensionalizzando la deformazione laterale rispetto a S_2 si nota come la meccanica sia sempre la stessa per ogni isolatore (es: $S_2=6$ raggiunge il 600% di deformazioni, $S_2=2$ il 200%). Si osserva anche come gli isolatori più tozzi riescano a sopportare pressioni verticali maggiori, al contrario di quelli snelli, che invece sarebbero preferibili per elevare il periodo di isolamento.

Ad ogni modo, i risultati FEM si dispongono all'incirca lungo una retta, quindi un dominio elementare potrebbe essere banalmente costruito individuando i due punti estremi e congiungendo con una retta. Le normative danno invece indicazioni molto diverse tra loro, come ad esempio, la forte distanza tra le curve delle vigenti normative italiane e quelle giapponesi. Va

comunque precisato che le curve italiane sono sempre a vantaggio di sicurezza per ogni condizione di carico.

Si può concludere affermando che non è possibile aumentare il periodo di isolamento a nostra discrezione in quanto carichi verticali elevati danno luogo a deformazioni laterali raggiungibili molto basse e plasticizzazioni che avvengono molto prima. Inoltre, isolatori aventi fattori di forma secondari ovvero snelli esono incapaci di sopportare pressioni elevate. Questi due aspetti sono contrastanti e la scelta progettuale deve mediare tra le due situazioni.

Il lavoro ha inoltre evidenziato la necessità di conferme sperimentali a supporto e integrazione delle analisi nei casi di problemi di convergenza numerica, e per l'approfondimento delle modalità di collasso (locali e globali) dei dispositivi elastomerici sotto carichi verticali elevati.

I risultati delle analisi FEM, infatti, sono stati utilizzati come dati di supporto per le prime prove di una campagna sperimentale più ampia in corso presso il laboratorio ARS de C.C.R. BENECON di Frignano (Ce).

Dai risultati preliminari presentati in questa nota è stato possibile valutare come il carico verticale V , ovvero la pressione p_m , influenzino le prestazioni dei dispositivi in termini di:

- rigidezza orizzontale K_h , parametro fondamentale nella definizione del periodo di vibrazione della struttura isolata, la cui determinazione risulta necessaria per valutare sia l'azione del sisma, sia quella del vento;
- proprietà smorzanti del dispositivo, importanti al fine di limitare gli spostamenti orizzontali sotto terremoti di severa intensità.

Infatti, all'aumentare della pressione p_m , si è osservata una sostanziale diminuzione della rigidezza K_h ed, al contempo, un certo incremento dello smorzamento ζ del dispositivo.

Ulteriori approfondimenti in merito sono necessari, considerata anche l'attuale tendenza progettuale, che porta al concepimento di strutture isolate caratterizzate da dispositivi soggetti a valori di pressioni verticali sempre maggiori (circa 15MPa) rispetto a quelle (circa 6MPa) utilizzate in passato. Dal completamento della sperimentazione si attende la conferma di quanto emerso nella presente nota circa l'influenza del carico verticale applicato all'isolatore e da quanto ottenuto dalle analisi numeriche condotte circa l'influenza del fattore di forma secondario sulla stabilità globale del dispositivo, ovvero la necessità di avere dispositivi con valori di S_2 maggiori

di 3. L'analisi critica dei risultati della sperimentazione permetterà, quindi, di derivare utili indicazioni progettuali e di valutare i risultati forniti dai modelli analitici mediante il confronto dei risultati della sperimentazione e quelli ricavati dalle analisi numeriche.

Bibliografia

- AASHTO [1999] Guide Specifications for Seismic Isolation Design, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., USA.
- ABAQUS, Theory manual Hibbit, Karlsson & Sorensen
- Aiken I. D., Kelly J. M., Clark P. W., Tamura K., Kikuchi M, Itoh T., [1992] “Experimental studies of the mechanical characteristics of three types of seismic isolation bearings”, *Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain.
- Brandonisio G., Cuomo G., De Luca A., Di Nardo V., Faella G., Mele E. [2008]. Prove sperimentali su isolatori elastomerici, Atti del seminario conclusivo *Linea 7 tecnologie per l'isolamento ed il controllo di strutture ed infrastrutture*, pp. 217-226. Progetto RELUIS, 4-5 dicembre, Napoli
- Brandonisio G., Cuomo G., De Luca A., Faella G., Gambardella G. [2008]. Le attrezzature sperimentali bene con per le prove su dispositivi di isolamento sismico, Atti del seminario conclusivo *Linea 7 tecnologie per l'isolamento ed il controllo di strutture ed infrastrutture*, pp. 227-237. Progetto RELUIS, 4-5 dicembre, Napoli
- Brandonisio G., Mele E., De Luca A., Faella G., [2009], Primi risultati di prove sperimentali su isolatori elastomerici. XIII convegno ANIDIS. 28 giugno -2 luglio 2009, Bologna
- Brandonisio G., de Lucia R., Di Nardo V., Mele E., De Luca A., [2009], Domini di stabilità di isolatori elastomerici. XIII convegno ANIDIS. 28 giugno -2 luglio 2009, Bologna
- BCJ [2000] “The Building Standard Law of Japan” *Building Center of Japan*, Japan.
- EC8 [2003] "Eurocode 8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures", *CEN European Committee for Standardisation*, Part 1.1 prEN1998-1., Draft January 2003, Brussels.
- Clark P. W., Aiken I. D., Nakashima M., Miyazaki M., Midorikawa M. [1999] “The 1995 Kobe (Hyogo-ken Nanbu), earthquake as a trigger for implementing new seismic design technologies in Japan”, *Lessons learned over time, learning from earthquakes*, Volume III, Earthquake Engineering Research Institute, Japan.

- Cuomo G. [2007], "L'effetto dei carichi verticali elevati sul progetto dei dispositivi di isolamento sismico" Tesi di dottorato VXXciclo Dipartimento di analisi e progettazione strutturale, Facoltà di Ingegneria-Università degli studi di Napoli Federico II
- Cuomo G., De Luca A., de Lucia R., Di Nardo V., Mele E. [2008]. Analisi FEM di isolatori elastomerici: effetto dei fattori di forma primario e secondario sullo stato tenso-deformativo, Atti del seminario conclusivo *Linea 7 tecnologie per l'isolamento ed il controllo di strutture ed infrastrutture*, pp. 205-216. Progetto RELUIS, 4-5 dicembre, Napoli
- de Borst R., van de Bogert P.A.J., Zeilmaker j.[1988], "Modelling and analysis of rubberlike materials," *Heron* **33**: 1-57.
- De Luca A., Serino G. [1988] "L'approccio energetico nella progettazione sismica" – *Ingegneria sismica* 3/1988.
- De Luca A., Serino G. [1989] "Nuovi sistemi strutturali per la difesa dai rischi sismico" – *Ingegneria sismica* **1**: 3-18.
- De Luca A., Imbimbo M., Mele E. [1994], "analisi tensionale agli elementi finiti di un dispositivo elastomerico soggetto a carico assiale," In: *Proceedings of the XXII Convegno A.I.A.S.*, Rende, Italy.
- De Luca A., Imbimbo M. [1997] "F.E. stress analysis of rubber bearings under axial loads," *Computers and Structures* **68**: 31-39.
- De Luca A; Faella G. [1998]. Modeling of elastomeric devices in the dynamic linear and nonlinear range, Proceedings of the US-Italy workshop on "Seismic protective systems for bridges", Columbia University, New York City.
- De Luca A.; Mele E.; Molina J.; Verzelletti G.; Pinto A. [2001]. Base isolation for retrofitting historic buildings: evaluation of seismic performance through experimental investigation. *Earthquake engineering & structural dynamics* pp.1125- 1145 Vol.30
- De Luca A.; Mele E.; Cuomo G. [2007]. New Trends and needs in design of base isolated buildings 4th international Conference on the Conceptual Approach to structural design pp.1-12, 27-29 giugno, Venezia
- Di sarno L., Chioccarelli E., Cosenza E., Analisi sismica di una struttura isolata alla base, XIII convegno ANIDIS, 28 giugno – 2 luglio 2009, Bologna
- Dolce M., Cardone D., Ponzo F.C. e Di Cesare A., [2004]. Progetto di edifici con isolamento sismico. IUSS Press
- Dolce M., Forni M. and Martelli A [2006]. World report - Italy, in *Response Control and Seismic Isolation of Buildings*, Taylor & Francis, NY, USA, schede allegate.
- Dolce M., [2008] L'isolamento e la dissipazione di energia nelle nuove norme tecniche per le costruzioni.
- EC8 [2003] Eurocode 8 – Design Provisions for Earthquake Resistance of structures, CEN European Committee for Standardisation, Part 1.1 prEN1998-1, Draft January 2003, Bruxelles

- FEMA 274 [1997] "NEHRP Commentary on the NEHRP Guidelines for the seismic Rehabilitation of Building", Washington, DC.
- Ferraro G., Oliveto G., Sulla stabilità degli isolatori elastomerici e dei sistemi di isoalamento, XIII convegno ANIDIS 28giugno – 2 luglio 2009, Bologna
- Gent A. N., Lindley P. G., [1958] "Internal rupture of bonded rubber. cylinders in tension" *Proceeding Royal Society London*, Ser. A. 249(95).
- Gent A.N., Lindley P.B. [1959] "The compression of bonded rubber blocks," *Proc Instn Mech Engrs* **173**(3):111-17.
- Gent A. N., Meinecke E. A. [1970] "Compression, bending and shear of bonded rubber blocks," *Polymer Engineering and Science* **10**(2): 48–53.
- Hamaguchi H., Higashino M., Iiba M., Kani N., Kasai K. and Midorikawa M. [2006]. World report - Japan, in *Response Control and Seismic Isolation of Buildings*, Taylor & Francis, NY, USA, chap. 5.3.
- Hibbitt, Karlsson and Sorenson [2003] "Abaqus theory manual v. 6.4" U.S.A.
- Higashino, M., Hamaguchi, H., Minewaki, S., Aizawa, S. [2003] "Basic characteristics and durability of low-friction sliding bearing for base isolation," *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol. 4, No. 1, pp. 95–105.
- Higashino, M., Okamoto S., [2006] *Response control and seismic isolation of building*, Taylor & Francis
- IBC [2000] "Seismically isolated structures", *International Code Council*, chapter 16.
- Imbimbo M. [1995], "Stress concentrations and edge effects of laminated rubber bearings" In: *Proceedings of Abaqus Users' Conference*, Newport RI, Usa, 459-72.
- Imbimbo M. [1995], "Analisi non lineare di dispositivi elastomerici" Tesi di dottorato VII ciclo Dipartimento di analisi e progettazione strutturale, Facoltà di Ingegneria-Università degli studi di Napoli Federico II
- Ishida K., Shiojiri H., Yoneda G., Matsuda A. [1992] "Shaking table test on ultimate behavior of seismic isolation system – Part 2: Response behavior of rubber bearings" *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*; Madrid, 19-24.
- Katigawa Y., Midorikawa M. [1998] "Seismic isolation and passive response-control buildings in Japan", *Smart Mater. Struct.* **7**: 581-587
- Kawamata S., Nagai K. [1992] "Ultimate deformation capacity of isolators", Tokyo, Japan.
- Kawamura S., Sugisaki R., Ogura K., Maezawa S., Tanaka S., Yajima A. [2000]. „Seismic isolation retrofit in Japan”, *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada
- Kelly J.M. [1991] "Dynamic and failure characteristics of Bridgestone isolation bearings" *EERC Report no. 1991-04*, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- Kelly J.M. [1993] "Earthquake resistant design with rubber," *Springer-Verlag*, London.
- Kelly T. [2001] "Base Isolation of Structures – Design Guidelines" *Holmes Consulting Group Ltd*, Wellington, New Zealand.

- Kelly J.M., Takhirov S.M. [2004] "Analytical and numerical study on buckling of elastomeric bearings with various shape factors" *EERC Report no. 2004-03*, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- Komuro T., Nishikawa Y., Kimura Y. and Isshiki Y. [2005] „Development and realization of base isolation system for high-rise buildings”, *Journal of Advanced Concrete Technology* **3 (2)**: 233-239
- LLGG98 [1998] “Linee guida per il progetto di edifici con isolamento sismico”, Servizio Sismico Nazionale, Italy.
- Mayes R. [2006], “State of the Art Technologies Base Isolation and Energy Dissipators Protection of Nonstructural Elements and Contents”, 100th Anniversary Earthquake Conference Commemorating the 1906 S. Francisco Earthquake, Tutorial.
- Malkus D.S., Hughes T.J.R. [1978], “Mixed finite element methods-reduced and selective integration techniques: a unification of concepts,” *Computer Meth Appl Mech Engng* **11**:63-81.
- Martelli A., Forni M., Recenti applicazioni dei sistemi di controllo passive delle vibrazioni sismiche – Parte 1: Giappone, Cina Federazione Russa e Stati Uniti, XIII convegno ANIDIS, 28 giugno – 2 luglio 2009, Bologna
- Martelli A., Forni M., Recenti applicazioni dei sistemi di controllo passive delle vibrazioni sismiche – Parte 2: Italia, XIII convegno ANIDIS, 28 giugno – 2 luglio 2009, Bologna
- Martelli A., Forni M., Recenti applicazioni dei sistemi di controllo passive delle vibrazioni sismiche – Parte 3: paesi “minori”, XIII convegno ANIDIS, 28 giugno – 2 luglio 2009, Bologna
- Masato A., Yoshida J., Fujino Y. [2004] “Multiaxial behaviors of laminated rubber bearings and their modeling. II: Modeling” *Journal of Struct Engng* **130/8**:1133-1144.
- Matsuda A et al 2001, “Numerical simulation of the loading tests of laminated rubber bearings” *JSME Int. J. Ser. A* **44**:160–6.
- Mele. E, Ciampoli M. [1989] “I dispositivi riduttori delle forze: una nuova strada per la progettazione sismoresistente” *Costruzioni Metalliche* 1/1989.
- Mele E., Cuomo G., De Luca A., [2007] Isolatori elastomerici: analisi FEM ed implicazioni progettuali, pp. 1-12 XII convegno ANIDIS, Pisa
- Mele E. [1994] “Modellazione e Comportamento di Strutture Isolate alla Base” Tesi di Dottorato, Napoli.
- Miyake H., Ohtani K., Fujimura M., Higashino M., Kibayashi M. [2004]. “Base isolation retrofit work can be done while a building is being occupied and subsequent large-scale addition constructed inside the building”, *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada*
- Mizukoshi K., Yasaka A., Iizuka M., Takabayashi K., [1992] “Failure test of laminated rubber bearings with various shapes”, *Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam*.
- Mooney M. [1940] “A theory of large elastic deformation,” *J. Appl. Phys.* **11**: 582–597.

- Murota N., Ishizuka H., Yoshizawa T. [1995] "Dynamic and failure properties of high damping rubber bearing under high axial stress", *International Rubber Conference (IRC 95) Kobe*, Japan 15-18.
- Naeim, F., Kelly, J. M. [1999]. Design of seismic isolated structures - From Theory to Practice. J. Wiley & Sons, New York.
- Nagtegaal J.C., Parks D.M., Rice J.R. [1974], "On numerically accurate finite element solutions in the fully plastic range," *Computer Meth Appl Mech Engng* **4**:153-77.
- Notification 2009 [2000] "Structural calculation procedure for buildings with seismic isolation", *Ministry of Construction*, Japan.
- Notification 1446 [2000] "Standard for specifications and test methods for seismic isolation devices", *Ministry of Construction*, Japan.
- NTC2008 Norme tecniche per le costruzioni 2008 (D.M. 14 gennaio 2008)
- Okamoto S., Kani N., Higashino M., Koshika N., Kimizuka M., Midorikawa M. and Iiba M., [2002]. "Recent developments in sismically isolated buildings in Japan", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **1 (2)**: 213-225
- Otani S. [2004]. "Japanese seismic design of high-rise reinforced concrete buildings – an example of performance-based design code and state of practices", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada
- OPCM 3431 [2005] "Norme tecniche per il progetto la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici". Presidenza del Consiglio dei Ministri, Italy.
- Pan P., Zamfirescu D., Nakashima M., Nakayasu N., Kashiwa H. [2005], "Base-Isolation design practice in Japan: introduction to the post-Kobe approach", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, No. 1, 147–71.
- Papoulia K.D.P. [1992], "Aspects of the non-linear analysis of elastomeric seismic isolators", *Ph.D. thesis Department of Civil Engineering*, University of California, Berkeley.
- Petrini L., Pinho R., Calvi G.M. [2004]. Criteri di progettazione antisismica degli edifici. IUSS Press, Pavia
- Ramasco R. [1993]. Dinamica delle Strutture. CUEN, Napoli
- Rivlin R.S., Saunders D.W. [1951] "Large elastic deformation of isotropic materials," *VII Experiments on the deformation of rubber*, *Philos Trans Royal Soc Lond Ser A* **865**, **243**:251-288.
- Robinson W.H., Tucker A.G. [1977] "A lead rubber shear damper" *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* (**10**) 3:151-153.
- SEAONC [1986] "Tentative Seismic Isolation Design Requirements", The Base Isolation Subcommittee of the SEAONC Seismology Committee, USA.
- Seky W., Fukahory Y., Iseda Y., Matsunaga T. [1987], "A large deformation finite element analysis for multilayer elastomeric bearings," *Rubber Chem Technol* **60**:856-69.
- Shimizu Corporation [1991], "Base Isolation and Vibration Control System", *Seismic Isolation and Response Control for Nuclear and non-Nuclear Structures*, Special issue for

the exhibition of 11th international conference on structural mechanics in reactor technology, Tokyo, Japan.

Sueoka T., Torii S., Tsuneki Y. [2004]. "The application of response control design using middle-story isolation system to high-rise building", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.

Sussman T., Bathe K.J. [1987], "A finite element formulation for nonlinear incompressible elastic and inelastic analysis" *Computer Struct* **16**:1/2.

Takayama M., Tada H., Tanaka R. [1992], "Finite element analysis of laminated rubber bearings used in base-isolation system," *Rubber Chem Technol* **65**:46-62.

Takayama M., Morita A.K. [2000], "Finite element analysis focused on the flange plates and connecting bolts of rubber bearings" *I2WCEE* 1295.

Takayama M., Morita K. [2004], "Finite element analysis of natural rubber isolator", *JSSI 10th Anniversary Symposium on Performance Response Controlled Buildings*, 2004.

Takenaka corporation [2006]. Takenaka corporation website: www.takenaka.co.jp.

UBC [1991] "Earthquake regulations for seismic isolated structures" *International Conference of Building Officials*, chapter 23.

UBC [1994] "Earthquake regulations for seismic isolated structures" *International Conference of Building Officials*, appendix chapter 16.

UBC [1997] "Earthquake regulations for seismic isolated structures" *International Conference of Building Officials*, appendix chapter 16.

UNI 6065 [1981] "Elastomeri. Prove su vulcanizzati. Prova di trazione su provini normali e ridotti", *Ente nazionale italiano di unificazione*.

www.archivioistorico.corriere.it

www.benecon.it

www.emsc-csem.org

www.ingv.it

www.iris.edu

Yoshida J., Masato A., Yozo F., Hiroshi W. [2004] "Three-dimensional finite-element analysis of high damping rubber bearings" *J. Eng. Mech.* **130/5**:607-620.

Zayas V. A., Low S. S. Mahin S. A. [1987] "The FPS earthquake resisting system: experimental report", UCB/EERC-87/01, Berkeley, California, USA.

